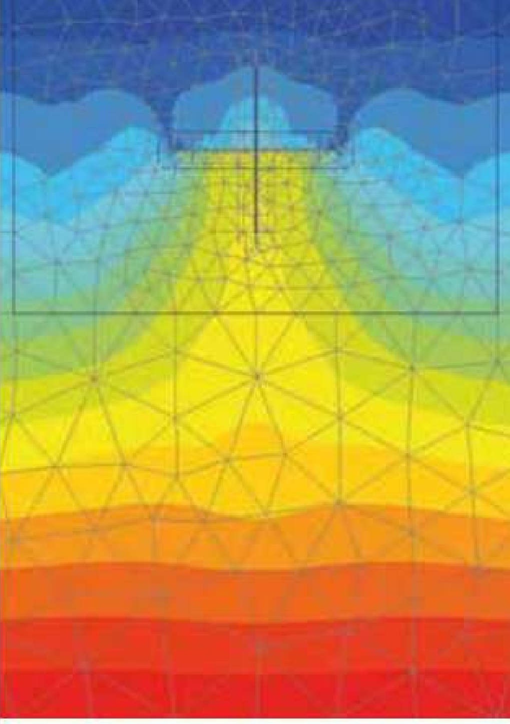
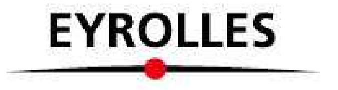
Andrea Dominijanni
Mario Manassero

# AMÉLIORATION DES SOLS PAR INJECTIONS DE RÉSINE EXPANSIVE

## Guide de conception







# AMÉLIORATION DES SOLS PAR INJECTIONS DE RÉSINE EXPANSIVE

## Guide de conception

Andrea Dominijanni & Mario Manassero

*Traduit et adapté de l'italien sous la direction de Nicolas Faure*

La **reprise d'un ouvrage en sous-œuvre** imposait souvent des travaux lourds et coûteux. Parmi les techniques moins invasives mises au point par les spécialistes du secteur, l'amélioration des sols par injections de résine expansive se révèle particulièrement efficace.

Employée pour consolider les sols des fondations d'un ouvrage, l'injection de résine expansive est une technique désormais bien connue de l'ensemble des professionnels de la construction intervenant dans les travaux de **préservation**, de **restauration** ou de **réhabilitation**.

Néanmoins — afin de mieux appréhender tout le potentiel de cette technique inventée voici près d'une vingtaine d'années — les **mécanismes de diffusion et d'interaction avec le sol** de la résine qui y est injectée (résine polyuréthane) restaient encore à préciser.

À cette fin, deux chercheurs de l'École polytechnique de Turin, Mario Manassero et Andrea Dominijanni, ont conduit une **étude théorique et expérimentale** dont les résultats sont publiés ici ; financée par la société Uretek, cette étude porte sur les effets de l'injection de résine expansive, dans les sols fins comme dans les sols grossiers.

À la suite des récents progrès réalisés dans la **modélisation théorique et expérimentale des milieux poreux et particulaires**, les auteurs proposent notamment dans ce livre un premier cadre théorique général pour la modélisation analytique et numérique de ce type d'injections ; dans leurs recherches ils se sont par ailleurs appuyés sur le procédé Uretek Deep Injections®, seul procédé d'amélioration des sols faisant l'objet d'un **avis technique du CSTB** (avis technique 3/15-796).

C'est ainsi qu'après avoir étudié différentes configurations d'injection, les auteurs montrent comment réaliser une opération de consolidation à l'aide de la technologie Uretek Deep Injections® dans le but d'**atténuer les effets induits par une activité sismique**.

**Andrea Dominijanni**, chargé de recherche en géotechnique environnementale et enseignant, exerce à l'École polytechnique de Turin. Spécialiste des phénomènes de transport et du comportement mécanique des sols fins, il est l'auteur de nombreuses publications scientifiques. Il a notamment travaillé sur la modélisation numérique des travaux géotechniques et sur les mesures de protection de l'environnement.

**Mario Manassero** est professeur de mécanique des sols à l'École polytechnique de Turin. Ses principaux thèmes de recherche sont liés à l'étude théorique et expérimentale de la mécanique des milieux poreux, la caractérisation géotechnique des sols in situ, la consolidation et le renforcement des sols, le contrôle et l'extraction des contaminants du sol et, en particulier, les processus d'interactions physico-chimiques entre le squelette solide du sol et les fluides interstitiels. Il préside depuis 2001 le Comité technique de la Société internationale de mécanique des sols et de géotechnique (ISSMGE) dédié à la géotechnique environnementale.



**PUBLICS**
**Professionnels et futurs professionnels de la construction (bâtiment, génie civil, travaux publics) dont :**
**Ingénieurs et techniciens des bureaux d'études géotechniques • Experts judiciaires • Architectes • Maîtres d'œuvre • Entrepreneurs**

www.editions-eyrolles.com



Consolidation de sols et stabilisation d'une maison individuelle à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® (avis technique du CSTB 3/15-796).



Consolidation d'un sol d'assise à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® (avis technique du CSTB 3/15-796) d'un château situé en Haute-Garonne (31).



Traitement du sol d'assise d'un dallage de plus de 3 400 $m^2$ à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® (avis technique du CSTB 3/15-796) – La Halle au blé de Bourges (18).



Renforcement à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® d'un remblai VRD sur 650 mètres linéaires de chaussée – Départementale RD 990 à Gilly-sur-Isère (73).



Consolidation d'un remblai ferroviaire à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® en Croatie.

SECTION REPRÉSENTATIVE
DES POINTS D'INJECTION

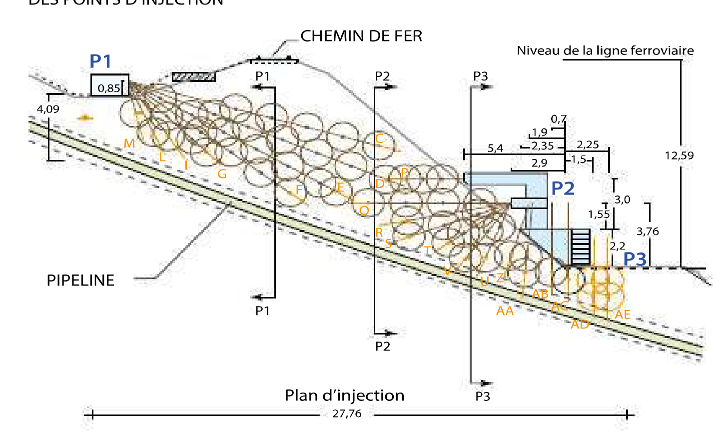



Schéma de la section représentative des points d'injection du remblai ferroviaire.



Traitement du remblai d'assise d'un bassin de décantation (clarificateur) d'une station d'épuration à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® (avis technique du CSTB 3/15-796).



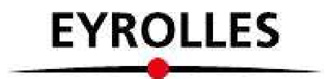
Renforcement du sol avant terrassement vertical d'un talus (06) à l'aide du procédé URETEK Deep Injections® (avis technique du CSTB 3/15-796).

# Amélioration des sols
# par injections
# de résine expansive

Andrea Dominijanni
Mario Manassero

# Amélioration des sols par injections de résine expansive

## Guide de conception



ÉDITIONS EYROLLES
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

Ouvrage rédigé dans le cadre du projet de recherche URETEK-POLYTECHNIQUE DE TURIN.

Version française établie par Uretek France sous la direction de Nicolas Faure.

Édition originale en langue italienne :

*Consolidamento dei terreni con resine espandenti. Guida alla progettazione* © McGraw-Hill Education (Italie), 2014



Achevé d'imprimer en Slovénie par GPS group
N° d'éditeur : 9382
Dépôt légal : août 2015

# Sommaire

# Table des matières

# Chapitre 1 Propriétés physiques et mécaniques des résines polyuréthanes

## 1. Résines polyuréthanes expansives

Les polymères d'uréthane, ou polyuréthanes, forment une grande famille de polymères qui se caractérisent par diverses propriétés physiques, notamment leur capacité d'expansion (gonflement).

La réaction chimique pour la synthèse des polyuréthanes a été découverte en 1947 par Bayer. Les résines polyuréthanes expansives sont produites lors d'une réaction exothermique entre un polyol et un isocyanate, mélangés dans des proportions volumiques établies en fonction de caractéristiques de production spécifiques. Au cours de la réaction, une grande quantité de dioxyde de carbone est générée, ce qui provoque l'expansion volumétrique du mélange et la formation d'une structure spongieuse, dans laquelle les bulles de gaz sont piégées. La production de dioxyde de carbone implique nécessairement la présence d'eau, laquelle réagit avec le groupe isocyanate ; sans eau, il est nécessaire de recourir à un agent d'expansion liquide, chimiquement inerte et avec un faible point d'ébullition, qui se vaporise en exploitant une partie de la chaleur de polymérisation.

Dans un laps de temps très restreint (de quelques secondes à quelques minutes), le mélange durcit passant de l'état liquide à l'état solide. Le temps de réaction, qui dépend des caractéristiques de la résine et de l'utilisation, entre autres, de catalyseurs, est influencé par la température des composants mélangés. En conséquence, le contrôle de la température des composants permet d'accélérer ou de retarder le temps de réaction.

La pression exercée pendant le gonflement et la densité finale de la résine dépendent de la capacité d'expansion que possède le gaz contenu dans les bulles, avant le durcissement. La structure à « cellules fermées » de la résine expansive est représentée sur la **figure 1.1**, qui regroupe les images obtenues au microscope électronique par Buzzi *et al.* (2008). Les images reproduisent la structure microscopique de la résine utilisée par Uretek (Canteri, 1998) dans le domaine géotechnique, dans des conditions de gonflement libre, auxquelles correspond une densité égale à 37 kg/m$^3$. Dans ces conditions, le volume expansé est égal à trente fois le volume initial du mélange (Dei Svaldi *et al.*, 2005 ; Buzzi *et al.*, 2008 ; Buzzi *et al.*, 2010).

La densité du mélange à l'état liquide est égale à 1 070 kg/m$^3$ et est très proche de celle de l'eau (= 1 000 kg/m$^3$). La résine expansée est, au contraire, caractérisée par une densité sensiblement plus faible, qui dépend de la pression de gonflement.

De nombreux essais en laboratoire ont été effectués sur la résine Uretek afin de déterminer ses principales propriétés physiques et mécaniques (Favaretti *et al.*, 2004).

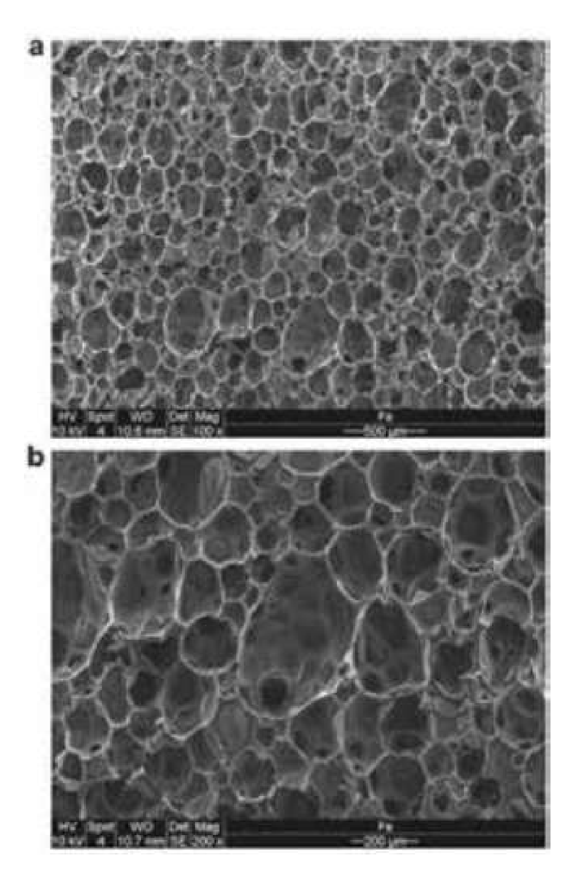


Figure 1.1 Image obtenue au microscope électronique d'une résine polyuréthane Uretek expansée sans confinement (densité égale à 37 kg/m$^3$). (a) Agrandissement × 100 ; (b) agrandissement × 200. (Buzzi *et al.*, 2008).

En particulier, la relation entre la pression de gonflement et la densité (ou poids spécifique) a été étudiée en conditions œdométriques, à l'aide d'un dispositif spécial qui permet d'injecter une résine à l'intérieur d'un cylindre métallique rigide, muni d'un piston. Immédiatement après l'injection, la résine commence son expansion, qui, en raison de la forte rigidité du conteneur, ne peut se faire que dans le sens vertical. Lors de son expansion, le mélange déplace un piston vers le haut, qui, après une course de quelques centimètres, est bloqué par un élément transversal équipé d'un manomètre. La pression de gonflement a été déterminée comme celle devant être fournie par l'élément transversal pour empêcher le piston de se déplacer vers le haut. La dépendance de la pression de gonflement vis-à-vis de la densité de la résine, obtenue expérimentalement, est représentée sur la **figure 1.2**.

À partir des résultats expérimentaux, on a déduit la relation empirique suivante :

$$P = \exp\left[0,23 \cdot (\gamma_{rf} - 0,36)\right] - 1 \qquad [1.1]$$

où :

- $P$ = pression de gonflement, déterminée dans des conditions œdométriques (exprimée en MPa) ;
- $\gamma_{rf}$ = poids par unité de volume (ou poids spécifique) de la résine expansée (exprimé en kN/m$^3$).

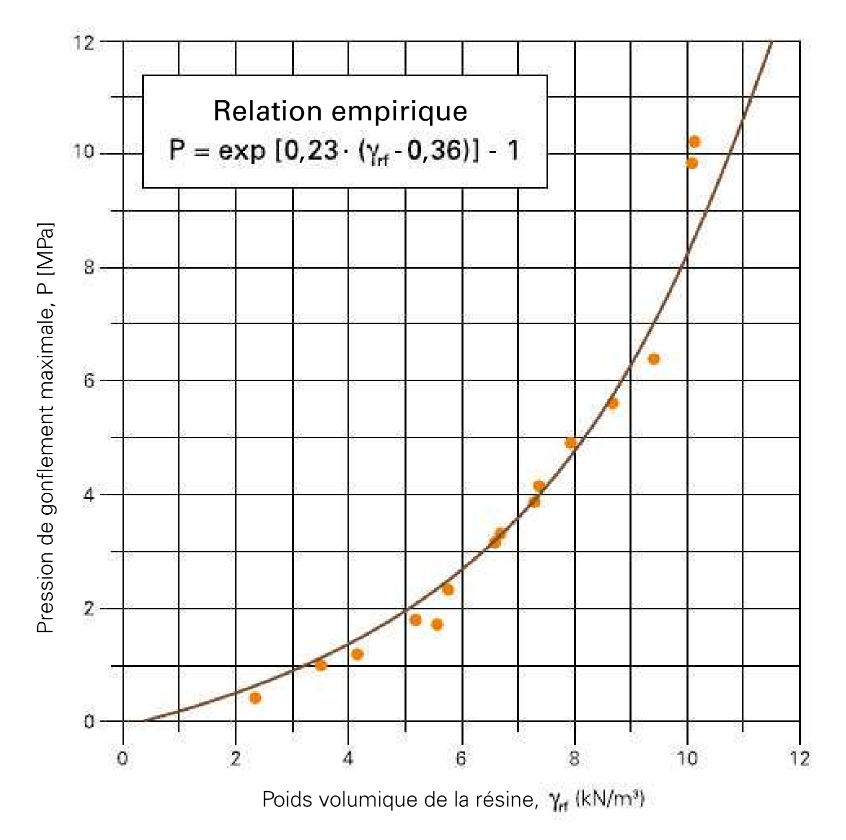



Figure 1.2 Pression de gonflement de la résine Uretek en fonction du poids par unité de volume (données expérimentales de Favaretti *et al.*, 2004).

Dans les essais effectués, les valeurs de pression de gonflement mesurées étaient comprises entre 0,40 et 10,00 MPa, dans le domaine étudié du poids par unité de volume ($\gamma_{rf}$= 2.00 à 10,00 kN/m$^3$). En outre, Buzzi *et al.* (2008) ont rencontré des conditions de gonflement libre de la résine, ou pression de gonflement nulle, pour un poids spécifique $\gamma_{rf} = 37\dfrac{\text{kg}}{\text{m}^3}\cdot g = 0{,}36\dfrac{\text{kN}}{\text{m}^3}$, où $g$ est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s$^2$). La relation empirique de l'équation [1.1] a été obtenue en minimisant l'erreur d'approximation des chiffres de Favaretti *et al.* (2004) et en imposant $\gamma_{rf} = 0{,}36\dfrac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ pour $P = 0$ kPa.

D'après ces résultats, il apparaît que la pression de gonflement diminue au fur et à mesure de la diminution de la densité et de l'augmentation de l'expansion. Cette propriété revêt une importance capitale pour les applications dans lesquelles les résines polyuréthanes sont injectées à l'intérieur du sol et, par conséquent, soumises à un effet de confinement.

D'après l'équation [1.1], il est possible de déterminer le rapport entre le volume expansé de la résine (volume de la résine finale $V_{rf}$) et le volume initial du mélange injecté à l'état liquide à l'intérieur du sol (volume de la résine initiale $V_{ri}$). En effet, la masse de résine $M_r$ ne varie pratiquement pas lors du passage de l'état liquide initial à l'état final de solide expansé et, par conséquent, les volumes $V_{ri}$ et $V_{rf}$ peuvent être exprimés de la façon suivante:

$$V_{ri} = \frac{M_r}{\gamma_{ri}} \qquad [1.2a]$$

$$V_{rf} = \frac{M_r}{\gamma_{rf}} \qquad [1.2b]$$

où :

- $M_r$ = masse de la résine, inchangée lors du passage de l'état liquide à l'état solide ;
- $\gamma_{ri} = 1070 \frac{kg}{m^3} \cdot g = 10.5 \frac{kN}{m^3}$ = poids spécifique de la résine à l'état liquide ;
- $\gamma_{rf}$ = poids spécifique de la résine expansée.

À l'aide des équations [1.1], [1.2a] et [1.2b], le rapport de gonflement, défini comme $V_{rf}/V_{ri}$, est égal à :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{\gamma_{ri}}{\gamma_{rf}} = \frac{10,5}{0,36 + \frac{1}{0,23} \cdot \ln\left[1 + P(MPa)\right]} \quad [1.3]$$

La relation entre $V_{rf}$ et $V_{ri}$ obtenue avec cette procédure est illustrée sur la **figure 1.3**.

Comme cela a déjà été observé, si la relation de polymérisation a lieu dans un environnement exempt de confinement (air libre), la résine se solidifie avec un poids volumique égal à 0,36 kN/m$^3$ avec un taux d'expansion volumétrique égal à environ 30 (Dei Svaldi *et al.*, 2005).

La relation reproduite sur la **figure 1.3** revêt une importance capitale pour l'évaluation des injections de résine dans les sols (Foti & Manassero, 2009).

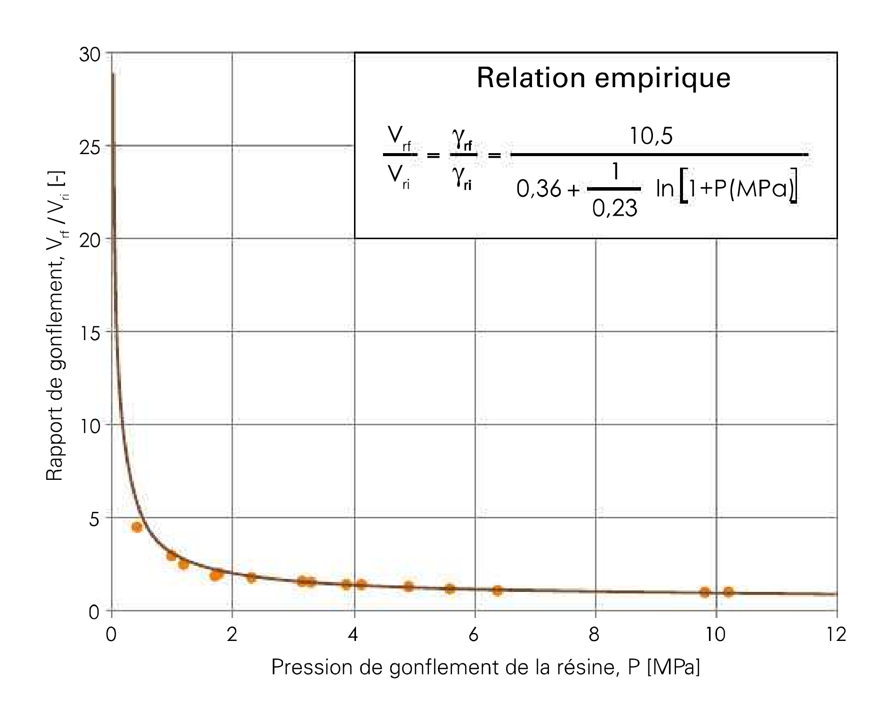



Figure 1.3 Relation expérimentale entre le rapport de gonflement et la pression de gonflement de la résine Uretek.

# 2. Propriétés mécaniques et hydrauliques des résines polyuréthanes

Les résines polyuréthanes, à la suite des processus de gonflement et de durcissement, développent des caractéristiques mécaniques (à savoir: rigidité et résistance) très élevées, en fonction du poids spécifique final, $\gamma_{rf}$

Sur les résines Uretek, on a déterminé de manière expérimentale (Favaretti *et al.*, 2004; Dei Svaldi *et al.*, 2005; Foti & Manassero, 2009):

- le module de rigidité (ou module d'Young), $E$, correspondant à une déformation de 1 % (**figure 1.4**);
- la résistance à la compression monoaxiale, $\sigma_c$ (**figure 1.5**).

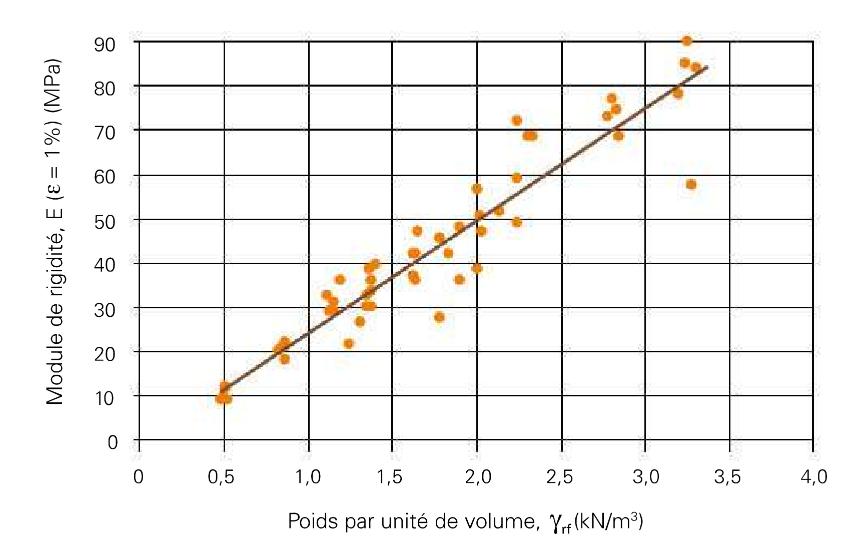



Figure 1.4 Module de rigidité en fonction du poids par unité de volume final de la résine Uretek.

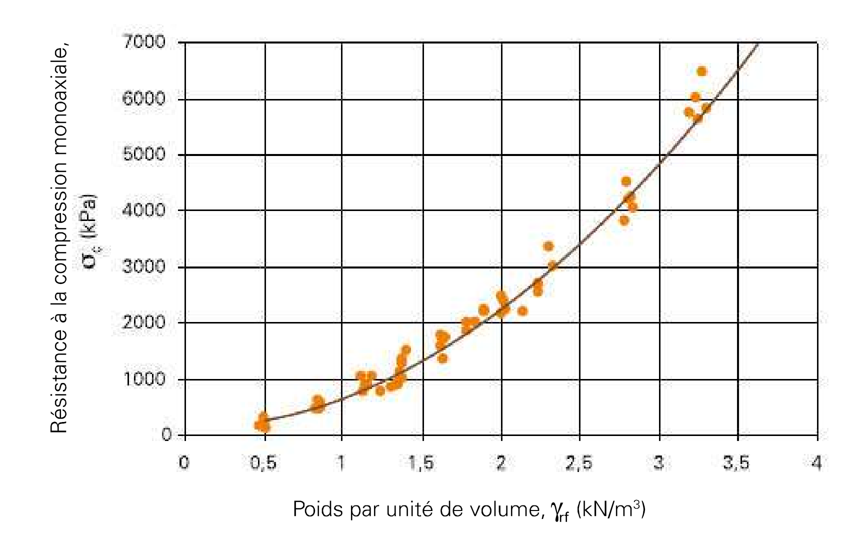



Figure 1.5 Résistance à la compression monoaxiale en fonction du poids par unité de volume final de la résine Uretek.

Ces deux paramètres ont été évalués en fonction du poids spécifique $\gamma_{rf}$ dans un intervalle de valeurs comprises entre 0,5 et 3,5 kN/m$^3$.

En ce qui concerne le module de rigidité, les éprouvettes ont permis d'identifier des valeurs comprises entre 10 et 80 MPa, comparables aux modules caractéristiques des terrains densifiés.

Les résistances à la compression mesurées sont significativement élevées (0,25 à 6,50 MPa). À partir de telles valeurs, il est possible de calculer la résistance au cisaillement de la résine, supposée purement cohésive, au moyen de la relation :

$$\tau_f = \frac{\sigma_c}{2} \qquad [1.4]$$

Il en résulte que la résistance au cisaillement varie entre 0,125 et 3,25 MPa, en fonction de la densité finale ou du degré d'expansion de la résine.

Des essais d'imbibition dans l'eau ont également été effectués sur les résines Uretek. Ils montrent des variations de poids spécifiques comprises entre 2 et 3 % à une température de 23 °C. (Gabassi, 2011).

Buzzi *et al.* (2010) ont, en outre, effectué des essais de conductivité hydraulique à la fois sur les résines Uretek pures et sur des échantillons constitués d'un mélange sol-résine. Pour la densité minimale (0,36 kN/m$^3$), ou gonflement maximal, les valeurs de conductivité hydraulique mesurées étaient comprises entre $1\times10^{-9}$ et $1\times10^{-8}$ m/s sur la résine pure et indiquaient l'existence d'une porosité réduite interconnectée. Sur les échantillons de sol injectés, la conductivité hydraulique s'est révélée égale à environ $10^{-10}$ m/s.

À partir de ces résultats, il est possible de conclure que la structure de la résine est presque entièrement constituée de pores fermés et imperméables à l'eau. La conductivité hydraulique extrêmement faible, mesurée sur des échantillons de sol injectés, est due à la présence de micro-défauts aléatoires. Dans les conditions naturelles, le poids spécifique de la résine ne varie pas selon les conditions d'immersion dans l'eau.

Ces résines peuvent donc être considérées comme presque imperméables et pratiquement étanches à l'eau.

## 3. Injection de résines Uretek dans les sols

Les résines polyuréthanes peuvent être injectées dans les sols à diverses profondeurs par des forages de petits diamètres, ce qui évite de fragiliser les ouvrages de fondations et/ou les dallages traités qui les surmontent. Une description précise de la technologie Uretek dénommée Deep Injections a été effectuée par Canteri (1998). Avec cette technologie, il est possible de réaliser des percements d'un diamètre inférieur à 30 mm (en général, de 12 à 26 mm), avec un entraxe minimal compris entre 45 et 150 cm. Des tubes d'acier sont insérés dans ces forages pour l'injection de la résine polyuréthane. Les interventions sont effectuées par une équipe de techniciens spécialisés, avec un camion-atelier équipé. Des camions de différentes dimensions sont disponibles selon le type d'intervention et selon les conditions d'accès au chantier. Dans les cas exceptionnels, il est possible d'acheminer le matériel et la résine par d'autres moyens de transport : trains, avions, bateaux ou téléphériques. À l'intérieur du camion-atelier, en plus de divers outillages, se trouvent les

réservoirs des deux composants chimiques nécessaires à la production de la résine. Ces deux composants sont mélangés avant leur entrée dans le tube d'injection et ont un temps de réaction variable allant de quelques secondes à quelques minutes. L'injection est effectuée par un opérateur à l'aide d'un pistolet d'injection prévu à cet effet.




# Critères de conception

## 1. Introduction

Au cours des dernières années, les techniques d'injection à l'aide de résines polyuréthanes se sont perfectionnées (Foti & Manassero, 2009) ; et aujourd'hui, elles sont employées dans de nombreuses applications (**figure 2.1**), notamment :

- le comblement et la stabilisation de cavités souterraines ;
- le déplacement d'eau et la réduction de la conductivité hydraulique ;
- l'allègement des charges pour des couches de terrain situées sous le volume de sols traités, afin d'en limiter l'affaissement ;
- la consolidation des sols, pour augmenter la rigidité et la résistance au cisaillement ;
- le relevage des fondations et des dallages, pour la reprise des affaissements.

Le présent chapitre décrit brièvement les critères de conception des interventions de consolidation effectuées à l'aide d'injections de résine polyuréthane expansive, en fonction de leur finalité.

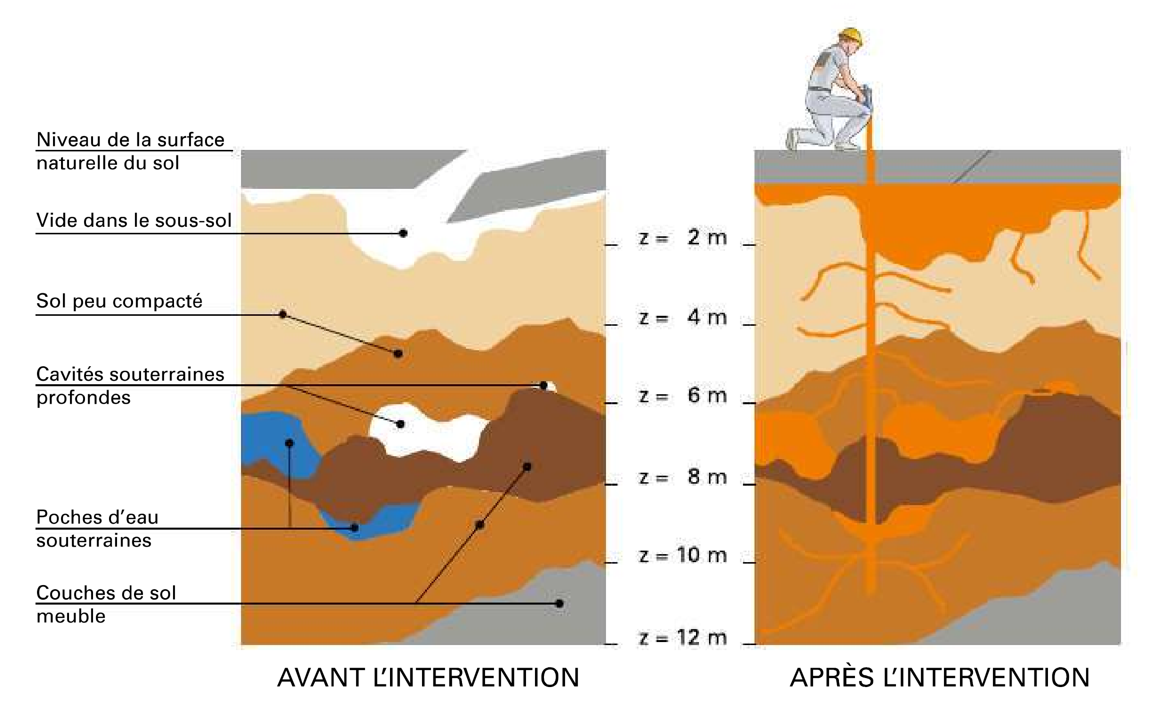



Figure 2.1 Application d'injections de résine polyuréthane (adaptation d'après www.uretekusa.com).

Pour exécuter un projet de traitement adapté à l'aide d'injections de résine polyuréthane expansive, il est nécessaire de réaliser une étude détaillée du site qui tienne compte de sa structure géologique, des aspects géotechniques, de l'hydrogéologie et des conditions limites.

Après avoir examiné les différentes solutions possibles, et après avoir tenu compte de l'estimation des coûts de réalisation et du calendrier des travaux, le choix du meilleur traitement par injections est arrêté.

Une fois la zone à consolider identifiée, il convient d'effectuer des études spécifiques portant sur la définition des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol et d'établir les objectifs du traitement. Une analyse approfondie des résultats issus des reconnaissances et essais *in situ*, des essais en laboratoire et des calculs réalisés à l'aide de modèles techniques, il est possible de mettre en place le projet de traitement du sol à l'aide de résines expansives.

## 2. Remplissage des cavités

La technologie mise au point par Uretek, dénommée Cavity Filling®, a pour objectif d'obtenir le remplissage complet et la stabilisation de cavités souterraines et de tout autre galerie et vide techniques (vide sanitaire par exemple) à l'aide du soufflage de billes d'argile expansée, à granulométrie contrôlée, complété par une injection de résine fortement expansive (polyuréthane). L'action combinée des deux matériaux employés, dont les caractéristiques techniques sont présentées en **figure 2.2**, apporte une solution complète au problème.

| **Argile expansée** | | **Résine Uretek Geoplus®** | |
|---|---|---|---|
| Masse volumique du matériau | $\leqslant$ 5,0 kN/m³ (500 kg/m³) | Pression de gonflement maximale | 10 000 kPa (100 kg/cm²) |
| Angle de frottement interne | $\approx$ 40° | Temps d'expansion | Extrêmement court |
| Absorption d'eau (EN 13055) | < 75 % | Expansion volumétrique de la résine | 2 à 20 fois |
| Module de déformation Md avec $D_R$ > 80 % | $\geqslant$ 25 MPa (250 kg/cm²) | Module élastique comparable à celui d'un sol de fondation | 10 à 180 MPa (100 à 1 800 kg/cm²) |
| Résistance à la rupture (EN 13055) | > 1 300 kPa (> 13 kg/cm²) | Poids volumique de la résine expansée | 1 à 3 kN/m³ (100 à 300 kg/cm³) |

Figure 2.2 Caractéristiques techniques de l'argile expansée et de la résine Uretek Geoplus® utilisées dans la technologie Cavity Filling®.

La force d'expansion élevée de la résine a pour objectif de remplir le volume des vides intergranulaires, de compacter les grains constituant le squelette et de permettre une mise en compression des parois de la cavité, conformément aux objectifs préalablement déterminés.

Le remplissage de la cavité avec de l'argile évite l'apparition de fontis (effondrements du sol en surface) liés à des effondrements soudains du toit de la cavité, tandis que la mise en compression produite par la résine expansive empêche l'apparition d'un affaissement en surface dû à des déformations des parois de la cavité.

L'intervention consiste en une première phase de vérification des dimensions et de la géométrie de la cavité souterraine ; à la suite de quoi, un maillage de percement est réalisé pour le soufflage de l'argile expansée et l'injection de la résine. Le soufflage de l'argile expansée au moyen d'une buse directionnelle permet d'obtenir un remplissage optimal de la cavité, normalement jusqu'à 98 % de son volume initial. Par la suite, l'injection de la résine expansive entraîne le remplissage total de la cavité générant une mise en compression des parois de ladite cavité par clavage, et ce conformément aux objectifs projetés. Les principales phases du remplissage des cavités souterraines sont schématisées sur la **figure 2.3**.

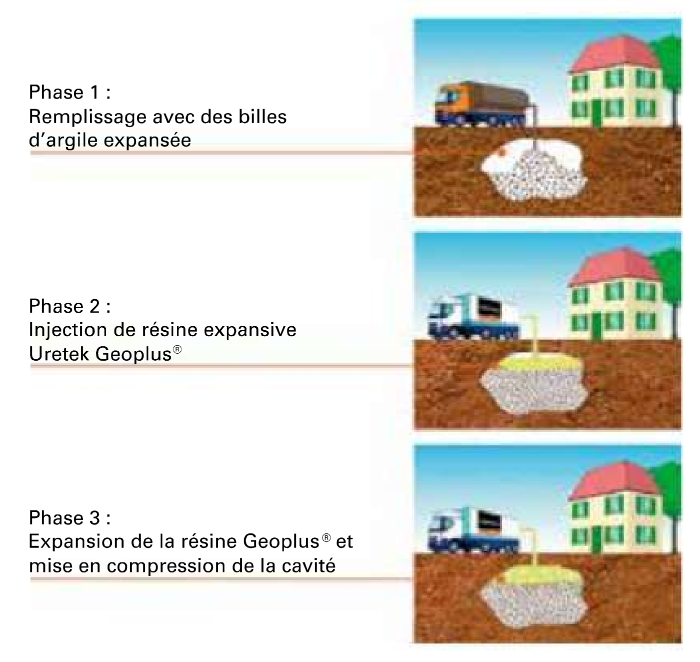



**Figure 2.3 Principales phases de la technologie Uretek Cavity Filling®.**

L'intervention présente de nombreux avantages, notamment la restauration de la continuité entre la cavité comblée et le sol, ainsi qu'une distribution uniforme des contraintes à l'intérieur du sol proprement dit.

De plus, l'expansion de la résine détermine la compression du sol environnant, ce qui provoque une amélioration des caractéristiques de rigidité et de résistance du sol. Étant donné que l'argile expansée, tout comme la résine polyuréthane, est caractérisée par un poids spécifique inférieur à celui de l'eau, la particularité de cette méthode consiste à ne pas surcharger le sol en dessous de la cavité proprement dite.

## 3. Réduction de la conductivité hydraulique

Les résines Uretek ont une structure presque entièrement composée de cellules fermées et imperméables à l'eau, une caractéristique qui tend à faire de ces résines un produit presque étanche et imperméable à l'eau. Les injections de résines expansives de polyuréthane peuvent être utilisées pour remplacer ou éliminer l'eau du sol et, par conséquent, réduire la conductivité hydraulique du milieu traité.

D'après les résultats expérimentaux obtenus sur des argiles fissurées par Buzzi *et al.* (2008), la résine Uretek Geoplus® est en mesure de pénétrer dans des fissures d'une largeur égale à 1/10 mm, et l'interface argile-résine atteint une épaisseur comprise entre 1 et 3 mm. La pénétration de la résine dans les macropores de l'argile entraîne une diminution de la perméabilité, allant essentiellement de pair avec l'état de la fissuration (nombre, longueur et ouverture des fissures).

D'après l'analyse des résultats des essais de perméabilité (**figure 2.4**) réalisés sur des échantillons de terrain sous-jacent aux injections de résine polyuréthane, Buzzi *et al.* (2010) ont observé que l'injection de résine dans un sol est susceptible de réduire la perméabilité selon un facteur d'environ 50. D'autres tests en cours de réalisation (cf. Uretek France) tendent à confirmer ces résultats. La perméabilité intrinsèque $K$ ($m^2$) est corrélée à la conductivité hydraulique $k$ (m/s) de la relation $k = K\frac{\gamma_w}{\mu_w}$, où $\mu_w$ (Pa · s) est la viscosité dynamique de l'eau et $\gamma_w$ (Pa/m) le poids spécifique de l'eau.

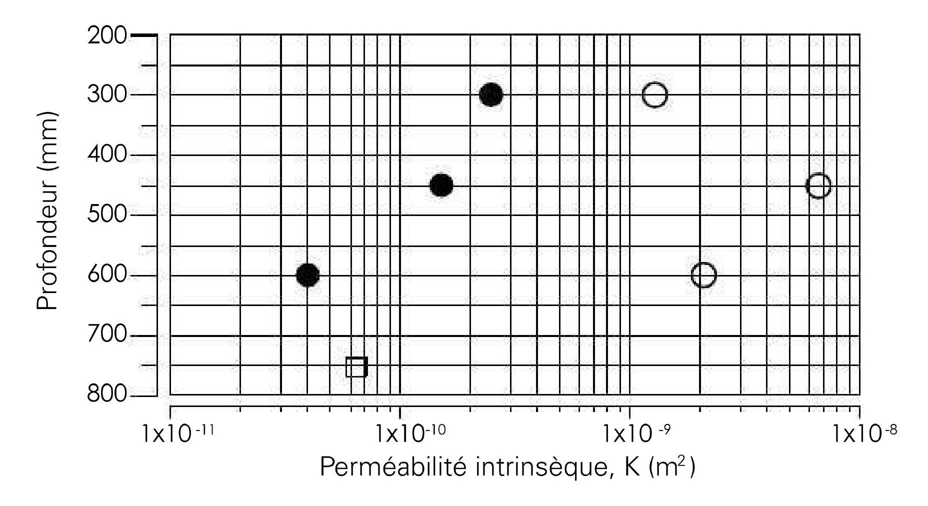



Figure 2.4 Évolution de la perméabilité intrinsèque estimée par des essais de perméabilité à l'air. Les cercles vides représentent des échantillons de sol non traité, tandis que les cercles noirs (pleins) représentent des sols traités ; le carré vide représente la perméabilité intrinsèque d'un sol non fissuré. Profondeur de fissuration : 700 mm ; profondeur d'injection : 750 mm (modifié par Buzzi *et al.*, 2010).

Les injections de résine expansive constituent une solution particulièrement intéressante, permettant de réduire la conductivité hydraulique et de combler les fissures dans les sols sensibles aux phénomènes de retrait-gonflement.

Dans l'étude menée par Pasquetto *et al.* (2008), il a été démontré que l'augmentation de la densité des sols fissurés, induite par l'expansion de la résine dans les fissures, protégeait contre le risque de variations importantes et successives de volume. Par ailleurs, la substitution de la résine à l'eau interstitielle réduit les effets produits par la variation de la teneur initiale en eau.

La densification du sol et la réduction de la teneur naturelle en eau induites par un traitement d'injections réalisées à l'aide de résine Uretek Geoplus® entraînent une diminution considérable du potentiel de retrait du sol en cas de variations des conditions climatiques, telles que les périodes de sécheresse prolongée.

Dans le cas des interventions de consolidation des ouvrages de fondation, les injections réalisées à l'interface sol-fondation permettent de remplir les vides présents directement sous les fondations et d'imperméabiliser l'interface proprement dite.

Les résines polyuréthanes expansives peuvent, en outre, être utilisées dans d'autres applications (par exemple, dans le cas d'ouvrages de soutènement) pour remplir les vides à l'interface entre la structure et le sol, en réduisant la possibilité de formation de parcours préférentiels d'infiltrations le long de ces discontinuités.

## 4. Allègement

Les injections de résine Uretek peuvent se révéler particulièrement efficaces pour l'allègement des couches de sols très compressibles qui se trouvent sous des couches de sols grossiers sensibilisées par la présence de la nappe.

La **figure 2.5** représente un exemple de cas dans lequel une couche de sables limoneux est située au-dessus d'une couche d'argile normalement consolidée, très compressible et soumise à des déformations visqueuses, et dans laquelle le niveau de la nappe a une incidence sur la couche de sables plus superficielle. En raison des charges transmises par la couche de sables limoneux, les argiles normalement consolidées qui se trouvent en dessous sont soumises à des affaissements significatifs.

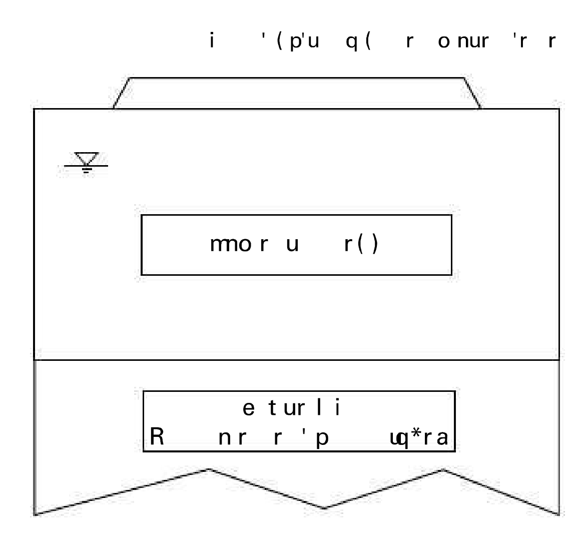


Figure 2.5 Stratigraphie de référence.

L'injection à l'aide de résine expansive permettra d'obtenir une réduction des charges transmises aux argiles et, en conséquence, d'en limiter l'affaissement progressif.

En effet, de par leur poids spécifique significativement inférieur à celui de l'eau, les injections de résine polyuréthane permettent d'alléger la couche sableuse et de réduire les charges transmises aux argiles de fondation. Les injections se propagent dans le sol par imprégnation, expansion de cavité et fracturation subverticale pénétrant dans les pores du sol entourant les fractures, en refoulant l'eau qui était initialement contenue dans lesdits pores.

En conséquence, les injections d'allègement permettent d'obtenir :

- le remplacement de l'eau contenue dans les pores de la couche sablonneuse, qui se caractérise par un poids par unité de volume $\gamma_w = 10$ kN/m$^3$, tandis que la résine polyuréthane peut atteindre des valeurs de poids par unité de volume $\gamma_{rf} = 1{,}2 - 1{,}5$ kN/m$^3$ ;
- le déplacement du sol (solides et eau), la résine remplaçant ces derniers en entraînant un allègement significatif du poids total appliqué sur les argiles sous-jacentes.

## 5. Amélioration des propriétés mécaniques

L'expansion de la résine à la suite de son injection dans le sous-sol peut être assimilée à l'expansion d'un volume de forme irrégulière, occupant selon une première approximation une cavité sphérique ou cylindrique, en fonction de l'emplacement et du mode d'exécution des injections. L'effet sur le sol environnant se caractérise par une augmentation des deux paramètres d'état de référence de tout milieu particulaire (c'est-à-dire, la densité et l'état de contraintes de confinement) avec une amélioration consécutive des caractéristiques de rigidité et de résistance d'un volume significatif de sous-sol situé sous les fondations de la structure endommagée. Ce type d'approche conceptuelle peut être totalement assimilable à celles adoptées pour les interventions faisant appel à des injections de compactage, ou injections solides (*compaction grouting*), consistant à injecter sous pression un mortier très visqueux dans le sous-sol (Foti & Manassero, 2009).

Pour les interventions destinées à améliorer les caractéristiques mécaniques des sols de fondation, la technologie employée est la technologie Uretek Deep Injections® (**figure 2.6**), une méthode de consolidation non invasive, adaptée tant aux sols granulaires que cohésifs, qui s'applique également à tout type de fondations (semelles isolées, semelles filantes, dalles, remblais, voiries…), quel que soit son matériau de construction.

L'intervention prévoit tout d'abord de percer des trous d'un diamètre inférieur à 30 mm et avec un entraxe de 50 à 150 cm, à travers des fondations, de manière à atteindre avec précision le volume de sol à traiter ; des tubes sont ensuite insérés à l'intérieur de ces forages afin d'injecter la résine Uretek Geoplus® dans le sol.

Les injections sont effectuées alors que la résine est encore en phase liquide mais déjà en phase d'expansion. Le volume de la résine augmente de cinq à quinze fois en quelques secondes, et la force de gonflement développée peut atteindre une valeur de 10 000 kPa, qui s'autorégule en fonction de la résistance rencontrée.

L'expansion de la résine se poursuit jusqu'à ce que le terrain traité soit densifié au point de refuser une compression supplémentaire et de contraindre la résine à poursuivre son expansion dans le sens de moindre résistance, ce qui provoque un soulèvement de l'édifice. Des récepteurs laser, dotés d'une sensibilité au demi-millimètre près, sont installés sur l'ouvrage et permettent d'exercer une surveillance continue de l'injection : dès que l'objectif de relevage est atteint, l'injection est interrompue et le traitement est arrêté en toute sécurité.

Il convient de souligner le fait que les injections sont concentrées dans un bulbe de pression significatif, que l'on peut évaluer dans un tout premier temps selon la théorie de Boussinesq (comme représenté sur la **figure 2.7**), c'est-à-dire dans le volume de terrain qui est sollicité majoritairement par les contraintes induites par la charge sus-jacente. En outre, la rapidité de la réaction d'expansion et de solidification permet de parfaitement contrôler la diffusion de la résine lors de l'injection.



Figure 2.6 Schéma d'intervention avec injection destinée à améliorer les caractéristiques mécaniques du sol sous les fondations.

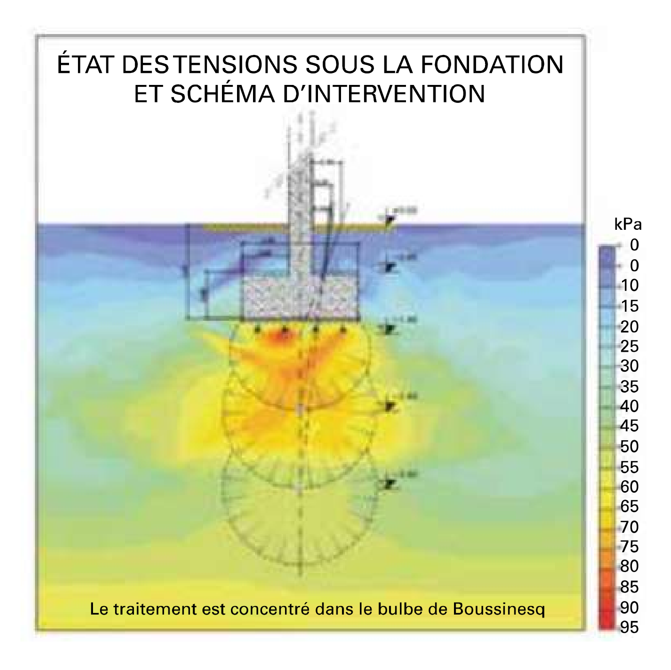



Figure 2.7 État de contraintes sous la fondation et schéma d'intervention.

L'efficacité de l'intervention est vérifiable non seulement par le début de soulèvement observé lors de chaque injection, mais également par des essais géotechniques *in situ*, comme, par exemple, des essais comparatifs au pénétromètre ou au pressiomètre.

Le procédé Uretek Deep Injections® peut constituer une alternative particulièrement intéressante aux technologies traditionnelles, telles que les plots béton, les micropieux ou le procédé *jet-grouting*…, pour les interventions de consolidation des sols d'assise des bâtiments endommagés par des affaissements différentiels, liés à de mauvaises caractéristiques mécaniques du terrain d'injection. Les injections de résine se révèlent souvent avantageuses aussi bien en termes de coût qu'en termes d'invasivité limitée et de durée des travaux réduite.

Un exemple intéressant d'intervention effectuée avec la technologie Uretek Deep Injections® est la consolidation du sol des fondations réalisée sur le bâtiment historique (représenté sur **figure 2.8**) de la Punta della Dogana à Venise (Gabassi *et al.*, 2011).



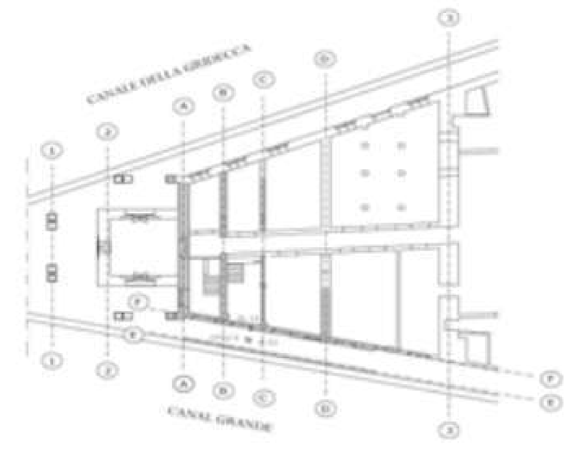


Figure 2.8 Punta della Dogana, Venise : édifice affecté par un affaissement de ses fondations (Gabassi *et al.*, 2011).

En mai 2003, le bâtiment a été touché par un affaissement majeur et soudain de ses fondations au niveau de la partie restreinte de l'édifice donnant sur le Grand Canal, en raison d'une série de travaux d'entretien du lit du canal, et de l'apparition d'un phénomène de siphon lors de l'assèchement de la nappe phréatique des fondations du mur du canal.

Des études approfondies ont été effectuées, validées par un nombre important d'essais géotechniques *in situ* et en laboratoire, mais aussi par une surveillance de précision. Après avoir évalué les différentes technologies possibles et idoines pour stabiliser le bâtiment, il a été décidé de recourir à des injections de résine expansive au moyen de la technologie Uretek Deep Injections®.

Il a été jugé approprié de mettre en œuvre des interventions destinées uniquement à annuler la tendance aux déformations en constante évolution (**figure 2.9**), et, dans la mesure du possible, de compenser partiellement ces effets sur les structures impliquées avec un soulèvement limité des parties fortement affaissées.

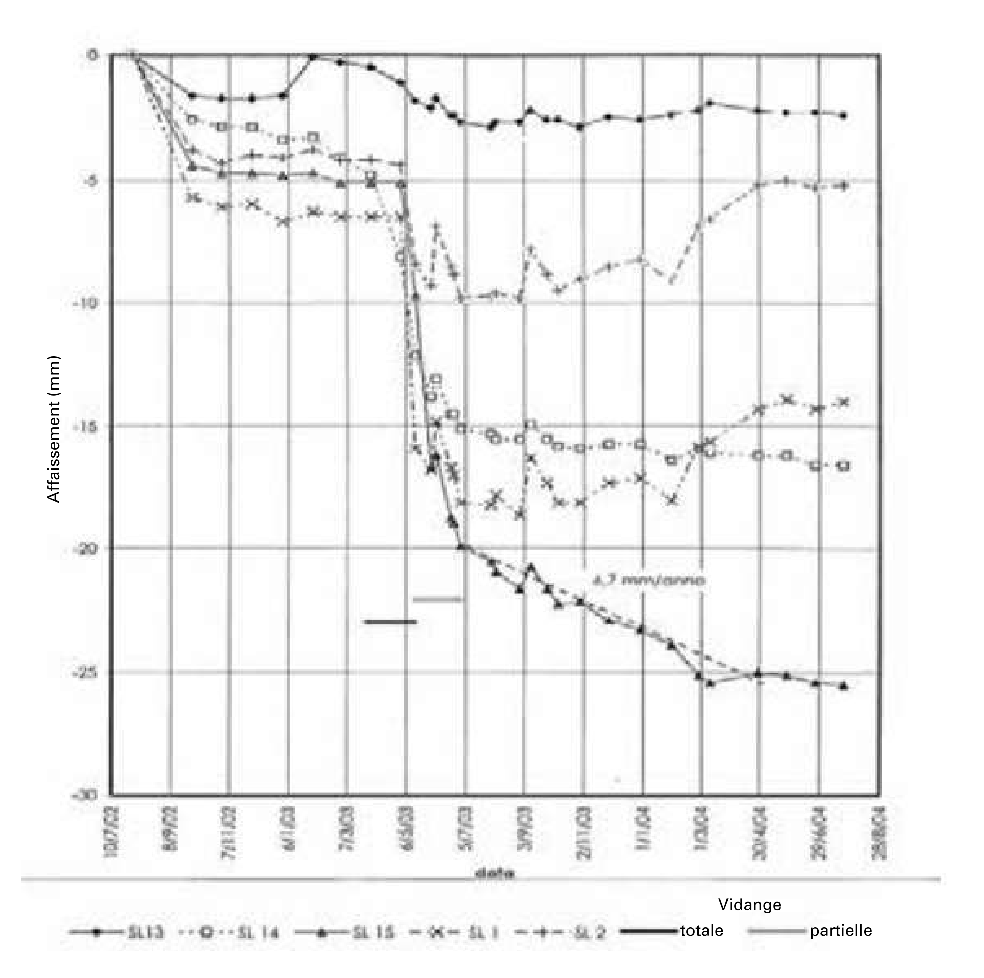



Figure 2.9 Évolution au fil du temps de l'affaissement de la façade sur le Grand Canal de Venise (Gabassi *et al.*, 2011).

Il a donc été choisi d'intervenir dans le volume situé immédiatement sous les fondations. Les injections ont été effectuées dans des volumes de sol affectés par le phénomène de siphon, à des intervalles réguliers sur un certain nombre de niveaux à une profondeur comprise entre 4,0 m minimum et 7,0 m maximum (**figure 2.10**).

Il convient, par ailleurs, de souligner le fait que les injections ont été réalisées en plusieurs étapes, afin de permettre la dissipation complète des surpressions interstitielles induites par les injections (Gabassi *et al.*, 2011).

L'intervention a été divisée en trois phases différentes, réalisées dans un laps de temps de six mois, et a permis de restaurer la stabilité et la fonctionnalité de l'édifice, mais aussi d'arrêter l'évolution des affaissements, en rétablissant les conditions originelles du sol. Pendant toute la durée des travaux mais aussi entre les diverses phases, le comportement de la structure a été mis sous surveillance, en plus du système de surveillance déjà en place, un relevé altimétrique de cibles solidement fixées aux murs, à l'aide de niveaux optiques de précision.

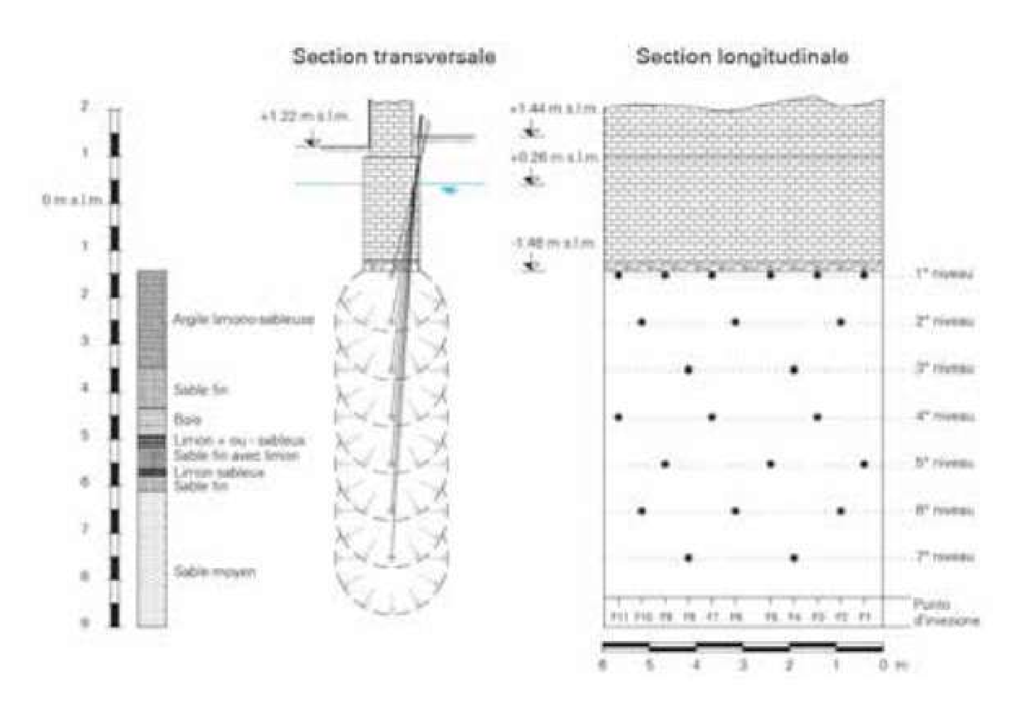



Figure 2.10 Coupe type représentant la répartition des injections – phase 1 de l'intervention, à sept niveaux (Gabassi *et al.*, 2011).

Les effets positifs induits par les injections de résine dans le sol ont été mis en évidence, autrement qu'à travers les résultats du système de surveillance (**figure 2.11**), par la réalisation d'essais de pénétration dynamique comparatifs pendant et entre les phases. En plus de ces essais, des sondages ont été effectués afin d'identifier le matériau injecté et d'en effectuer des prélèvements pour en déterminer les propriétés mécaniques.

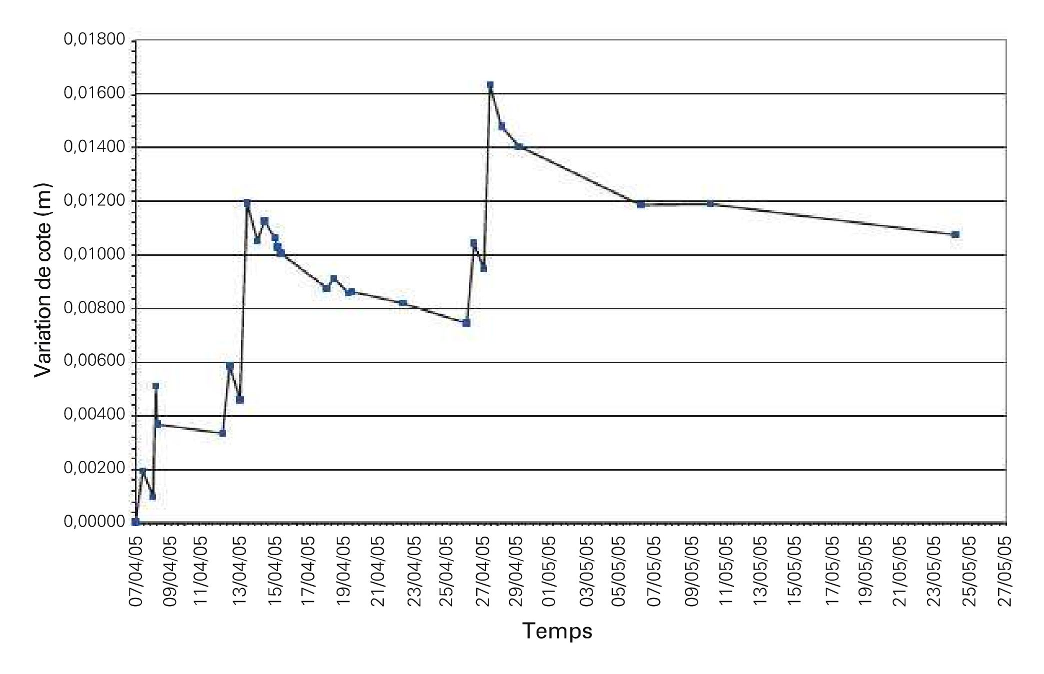



Figure 2.11 Évolution de l'altitude d'un point du bâtiment surveillé au fil du temps, correspondant au point ayant subi des affaissements majeurs – façade du côté du Grand Canal (Gabassi *et al.*, 2011).

## 6. Relevage

La technologie Uretek Floor Lift® (**figure 2.12**) est de plus en plus utilisée pour relever et mettre à niveau des dallages (rigides et flexibles) des bâtiments industriels, de magasins et d'entrepôts, d'immeubles résidentiels, de routes et de pistes d'aéroport concernés par des phénomènes de subsidence.

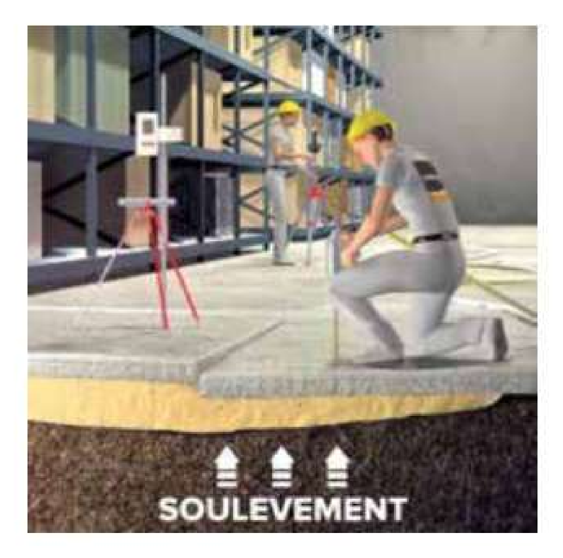



Figure 2.12 Technologie Uretek Floor Lift® (www.uretek.it).

La technologie Floor Lift® prévoit une première phase de relevage dans laquelle des instruments laser seront utilisés dans les zones affectées par l'affaissement, afin de mesurer avec une précision millimétrique les affaissements survenus. De plus, au niveau des joints, on se sert d'un comparateur d'une précision de l'ordre du centième de millimètre.

Ensuite, le dallage est percé avant la mise en place de tubes métalliques de petit diamètre, disposés selon un maillage régulier.

La résine est ensuite injectée jusqu'à provoquer le soulèvement grâce à la capacité d'expansion de la résine logée entre la dalle et la plate-forme d'assise (**figure 2.13**).



La résine est injectée à travers des tubes de 6 à 12 mm au niveau de l'interface sol-dalle et avec un monitoring laser constant durant l'intervention.

Figure 2.13 Intervention à l'aide de la technologie Uretek Floor Lift® (www.uretek.it).

Le relevage est contrôlé à l'aide d'un système de surveillance laser qui permet d'avoir une précision de l'ordre du demi-millimètre. Le résultat en est un dallage avec une planéité restaurée et un plan d'assise homogène ayant de meilleures caractéristiques de stabilité. Si l'on applique de surcroît le procédé Uretek Deep Injections®, il est possible, en outre, d'augmenter la portance de l'assise en profondeur.

Un exemple significatif de soulèvement du dallage d'un bâtiment industriel est présenté ci-après (**figure 2.14**).

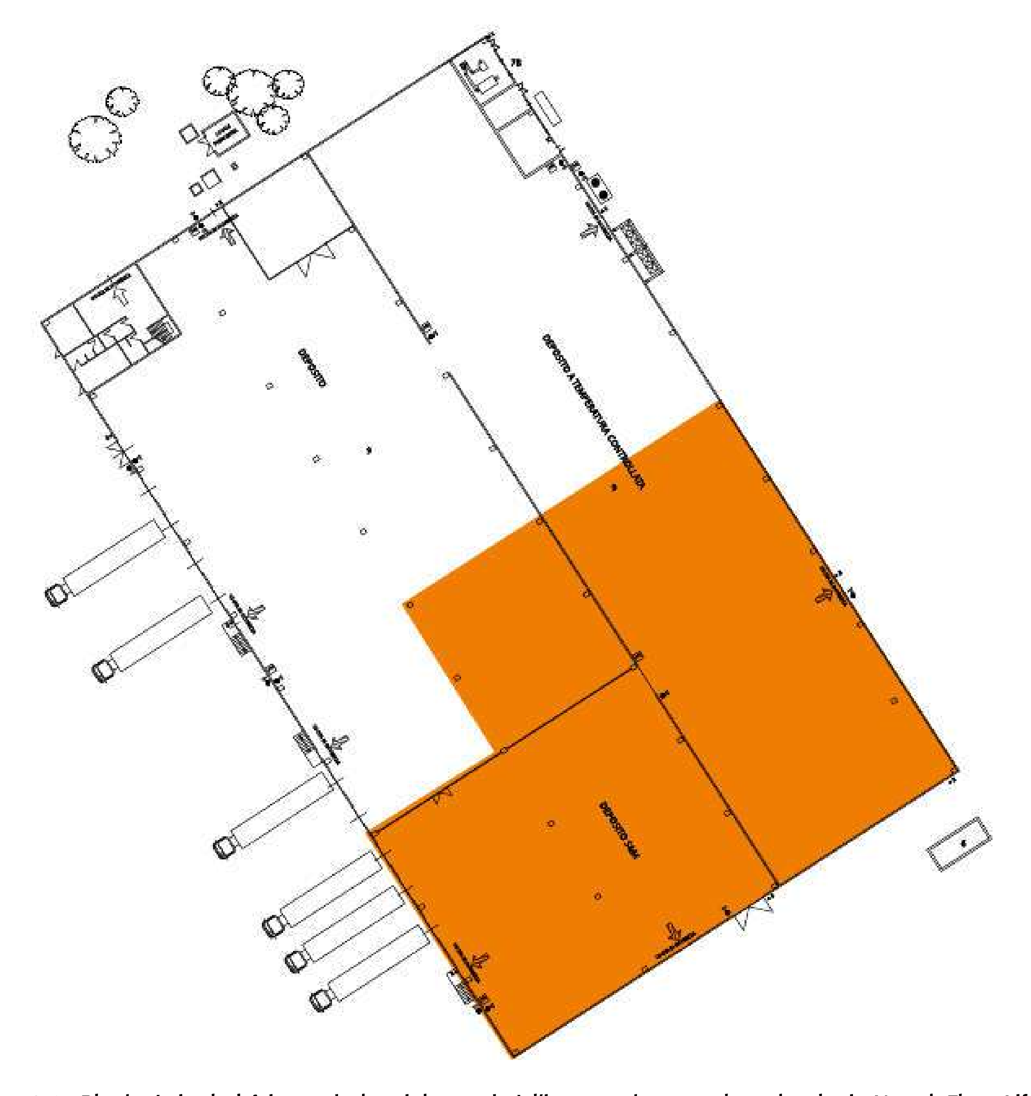



Figure 2.14 Planimétrie du bâtiment industriel soumis à l'intervention avec la technologie Uretek Floor Lift®.

L'intervention a été effectuée avec les technologies Uretek Floor Lift® et Uretek Deep Injections® et a concerné l'injection, dans la couche d'appui du dallage, d'une résine polyuréthane à pression de gonflement élevée, qui a permis de rétablir le contact entre la plateforme et le dallage, mais aussi d'obtenir un relevage de ce dernier.

Avant l'intervention, différents essais au pénétromètre ont été effectués dans le voisinage immédiat, à l'intérieur d'un domaine d'essai d'une surface de 60 $m^2$.

Les injections ont été effectuées en sous-face du dallage et dans le fond argileux, selon un maillage avec un entraxe d'environ 1,0 m, après avoir percé la dalle en béton armé constituant le dallage proprement dit. Des injections ultérieures ont été effectuées là où il était

nécessaire de récupérer un affaissement majeur et dans les points où, au cours des premières injections, le relevage de la structure ne s'était pas révélé homogène en raison de la présence de discontinuités structurelles ou d'une hétérogénéité du sol.

Des percements d'un diamètre de 18 mm ont été effectués à travers la semelle formant le dallage, et leur longueur au-delà de l'épaisseur de la dalle n'excédait pas 1,1 m. Le plan d'appui du dallage s'est révélé se trouver à environ 25 cm de profondeur par rapport au niveau de la surface du sol.

Les niveaux d'injection se situaient à une hauteur de 0,1 m et 1,1 m par rapport au plan de pose du dallage (**figure 2.15**). Par ailleurs, les injections ont été tout d'abord effectuées dans les niveaux les plus superficiels, puis dans les niveaux plus profonds.

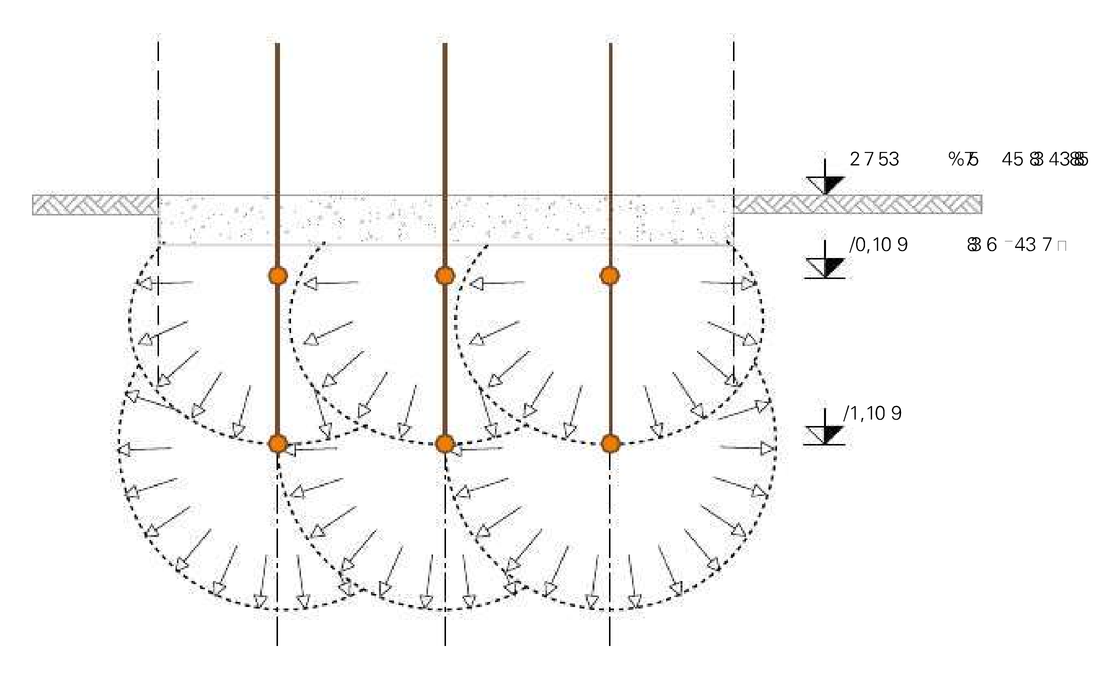


Figure 2.15 Schématisation des injections.

La consommation totale enregistrée pendant la phase d'injection a été de l'ordre de 14 800 kg de matériau expansé, pour un total d'environ 2 600 m$^2$ de dallage relevé.

Au cours des travaux, le dallage a fait l'objet d'une surveillance au moyen d'instruments laser de précision, lesquels ont permis de relever constamment les déplacements verticaux. L'interruption de l'injection de résine a été généralement effectuée en fonction de la détection du relevage préalablement fixé pour le dallage et, dans certains cas, en fonction du seuil de pression de la pompe d'injection de la résine.

La **figure 2.16** (page suivante) représente les courbes de niveau du dallage avant et après l'injection, ce qui permet de valider l'intervention.

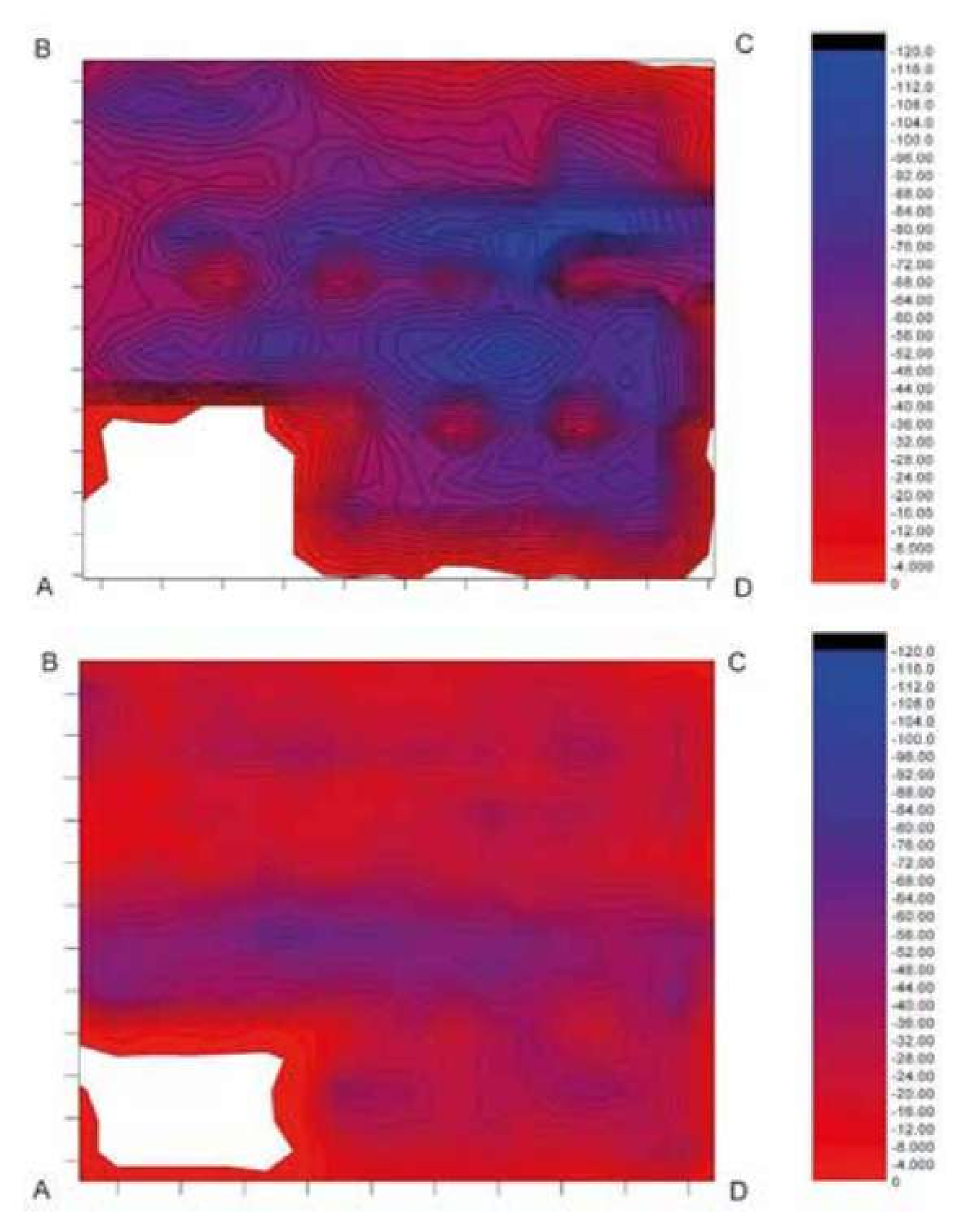



Figure 2.16 En haut : courbes de niveau du dallage avant intervention ; en bas : courbes de niveau du dallage après intervention.




# Autres typologies d'injections et comparaisons

## 1. Introduction

Le présent chapitre prend en compte les possibilités d'utilisation des techniques d'injection de résines polyuréthanes expansives en faisant, en outre, quelques comparaisons avec les techniques d'injection traditionnelles les plus courantes actuellement.

En général, les traitements des terrains par des techniques d'injection peuvent être classés de manière synthétique en :

- injections par imprégnation (ou *permeation grouting*) pour la réduction de la conductivité hydraulique et le renforcement des terres ;
- injections de compactage (ou *compaction grouting*) pour la consolidation des sols ;
- injections de compensation (ou *compensation grouting*) pour le contrôle et la récupération des affaissements de bâtiments et d'autres structures.

Les finalités et les objectifs des traitements, en plus des caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du sous-sol, constituent les éléments fondamentaux pour faire les choix les plus opportuns et les plus judicieux au regard du type de système et des composés d'injection à utiliser.

Les techniques traditionnelles d'injection font généralement appel à un mélange d'eau et de ciment (avec des additifs fluidifiants), à des composés de silicate ou à des résines (non expansives).

En présence des mêmes caractéristiques rhéologiques des mélanges, les techniques traditionnelles d'injection permettent le contrôle opérationnel du traitement uniquement à travers le réglage de la pression et des débits à la sortie du système de pompage.

Par contre, comme cela a déjà été montré dans le chapitre 1, les résines polyuréthanes se caractérisent par de remarquables propriétés de gonflement qui se développent durant le processus de solidification. Par conséquent, à la suite de la phase d'injection et de propagation dans le sol en conditions fluides, l'expansion de la résine continue jusqu'à atteindre l'équilibre des contraintes avec le sol environnant au moment où la pression de gonflement de la résine, dérivant de la réaction de synthèse, coïncide avec la pression moyenne de confinement du matériau environnant.

Cette caractéristique particulière des résines polyuréthanes offre des possibilités opérationnelles intéressantes de réglage et de contrôle du traitement, mais nécessite, pour sa mise au point et son calibrage, des connaissances et des expériences approfondies en ce qui concerne les caractéristiques rhéologiques du mélange d'injection et celles géotechniques du terrain environnant.

Dans les comparaisons avec les traitements traditionnels, la technique du *jet-grouting* n'est pas prise en compte, parce que, prévoyant le mélange avec le sol dans lequel est effectuée l'injection, elle se caractérise par des différences significatives vis-à-vis des applications basées sur l'utilisation des résines expansives.

## 2. Injections par imprégnation

Les injections par imprégnation sont employées, en règle générale, pour réduire la conductivité hydraulique naturelle du sol, ou pour créer des éléments de renfort à l'intérieur même du sol qui interagit avec les structures à stabiliser.

Dans la technique traditionnelle du *permeation grouting*, le choix des composants du mélange est très important, car ce dernier doit pénétrer à l'intérieur des pores sans altérer la structure et l'état de contraintes du sol. Ce choix dépend aussi bien de la conductivité hydraulique du sol que de la technique utilisée pour l'injection, et a une grande influence sur le résultat final du traitement. Si la viscosité du mortier est trop élevée ou que la granulométrie des éléments en suspension est trop grossière, la pénétration complète et uniforme est impossible, et il ne sera donc pas possible d'atteindre les objectifs du projet.

La capacité de gonflement des résines polyuréthanes expansives empêche leur utilisation pour réaliser de simples injections d'imprégnation, puisque, inévitablement, dans la phase de solidification et de gonflement, elles modifient l'état de contraintes et de déformations du sol. Quelques analogies avec les principes de fonctionnement des injections par imprégnation peuvent néanmoins être identifiées dans le cadre de la technologie Cavity Filling® développée par Uretek pour le remplissage de cavités souterraines.

En effet, cette technologie n'a pas non plus pour but d'améliorer les caractéristiques mécaniques et de modifier l'état de contraintes et de déformations du sol, sauf pour ce qui est de le ramener dans les conditions antérieures à la formation de la cavité. L'expansion de la résine polyuréthane, dans ce type particulier d'applications, est surtout exploitée pour obtenir le remplissage complet de la cavité et non pas pour provoquer le compactage du sol environnant la cavité elle-même.

Enfin, il peut aussi être observé que le remplissage de cavités souterraines ou de fissures qui se sont formées à l'interface sol-structure, produit une réduction de la conductivité hydraulique à grande échelle, en empêchant le passage de l'eau à travers de possibles voies préférentielles de filtration.

## 3. Injections solides (injections de compactage)

Les injections solides constituent un outil efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sol, grâce à la densification des grains provoquée par la pression transmise par le matériau injecté dans le sol.

L'injection solide, ou *compaction grouting*, traditionnelle est la technique la plus utilisée pour densifier (compacter) le sol, dans l'optique d'en augmenter la rigidité et la résistance au cisaillement. Cette technique consiste à injecter un mortier très visqueux et à même de former un bulbe, dont l'expansion provoquera la déformation et la densification du sol

environnant. L'expansion du bulbe est contrôlée par la pression d'injection du mortier et par les caractéristiques mécaniques du sol dans lequel s'effectue l'injection.

La méthodologie la plus courante pour la validation de la technique d'injection solide (*compaction grouting*) est la comparaison des essais réalisés *in situ* avant et après le traitement : par exemple, des essais de pénétration statique (CPT, *Cone Penetration Test*) ou de pénétration (SPT, *Standard Penetration Test*). Le concepteur définit en principe pour le paramètre de comparaison une valeur minimale, considérée comme le niveau minimum d'amélioration requise.

Même les interventions avec des résines polyuréthanes expansives, en particulier avec les technologies Uretek Deep Injections®, se basent principalement sur des principes de fonctionnement analogues.

Un effet significatif de compactage peut être obtenu au moyen des traitements Uretek Deep Injections® dans les sols à grains grossiers (sable et gravier), dans lesquels, après une pénétration initiale de la résine, se forme un véritable bulbe à l'intérieur même du sol. L'expansion de la résine dans la phase de solidification provoque l'augmentation du volume du bulbe, ce qui se traduit par un compactage du sol environnant.

Dans le cadre de la modélisation du projet, on peut généralement supposer que l'expansion de la résine est, dans un premier temps, comparable à l'expansion d'une cavité cylindrique ou sphérique, et que le processus s'arrête quand un état d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la tension moyenne de confinement mobilisée dans le sol alentour est atteint. L'évolution du rapport entre le volume de résine final et le volume de résine initial peut être évaluée en fonction de la pression de gonflement de la résine et de la contrainte moyenne de confinement du sol, à la valeur P* conformément à la représentation de la **figure 3.1**.

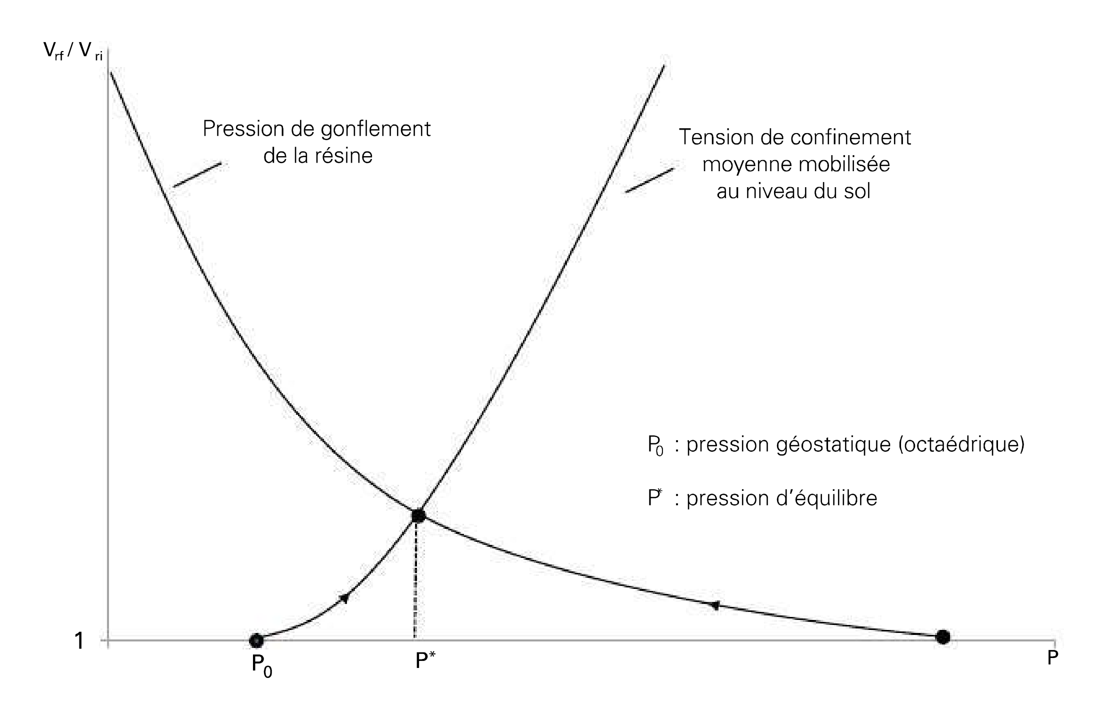



Figure 3.1 Évolutions qualitatives du rapport de gonflement ($V_{rf}/V_{ri}$) en fonction de la pression de gonflement de la résine et de la contrainte moyenne de confinement du sol.

En fonction de la pression d'équilibre, $P^*$, atteinte à la fin du processus d'expansion, il est possible d'évaluer les variations des contraintes de confinement du sol à partir desquelles il est possible d'estimer l'augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité du sol autour de la cavité.

Il convient de souligner également que, contrairement aux injections avec d'autres types de résines, caractérisées par une plus faible capacité de gonflement, la technologie Uretek permet d'atteindre des pressions d'équilibre, $P^*$, ayant des valeurs considérablement élevées, comme cela est montré de manière détaillée dans les chapitres suivants.

À titre d'illustration, on peut se reporter à la **figure 3.2**, dans laquelle la courbe rhéologique de la résine Uretek est comparée à celle d'une résine dotée d'une moindre capacité de gonflement : l'intersection avec la courbe représentant la contrainte moyenne de confinement du sol apparaît, pour la résine Uretek, à une valeur de pression et un rapport de gonflement nettement supérieurs à ceux associés à la courbe d'une résine à capacité de gonflement plus limitée.

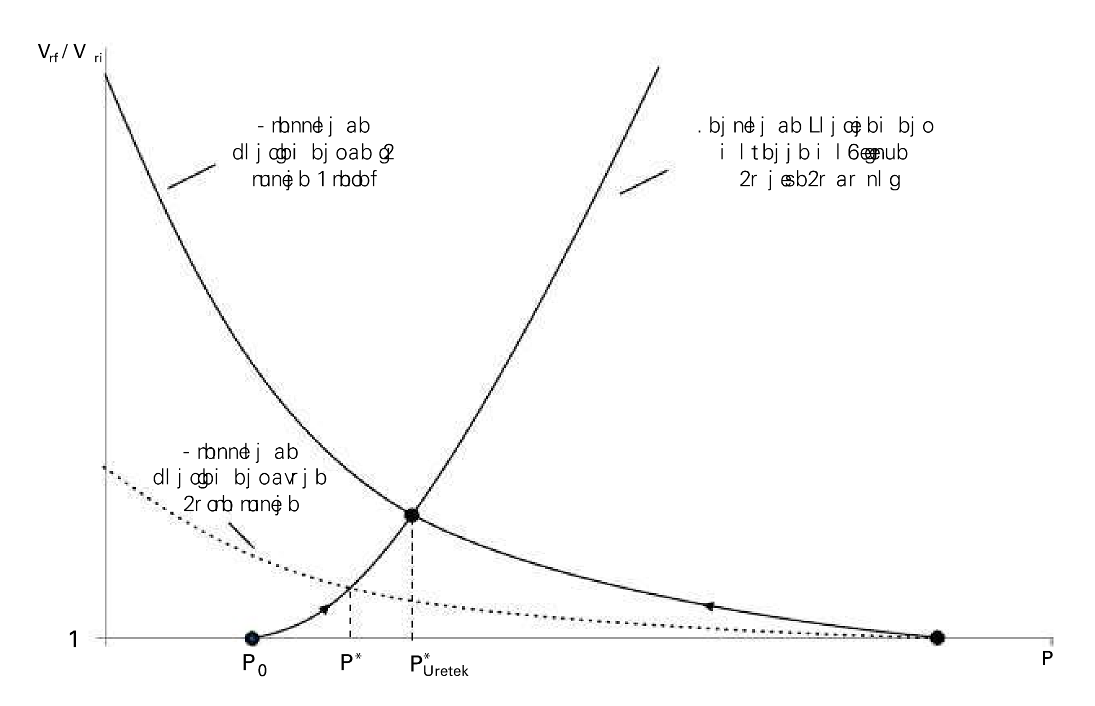



Figure 3.2 Évolutions qualitatives du rapport de gonflement $V_{rf} /V_{ri}$ en fonction de la pression de gonflement de la résine Uretek (courbe descendante continue) et des autres résines (courbe pointillée descendante), et de la contrainte moyenne de confinement du sol (courbe continue ascendante).

Puisque l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol environnant le bulbe imprégné par le mélange d'injection provient de la densification induite par l'expansion du bulbe lui-même et de l'augmentation de la contrainte de confinement, il est donc évident que la résine Uretek peut fournir des résultats considérablement supérieurs à ceux d'une résine ayant des propriétés de gonflement significativement inférieures.

# 4. Injections pour le contrôle et la compensation des affaissements

Les injections de compensation ont été utilisées pour compenser les affaissements de structures provoqués essentiellement par l'excavation de galeries souterraines.

La **figure 3.3** montre un exemple de structures construites sur des pieux de fondation affectés par des affaissements dus à des excavations souterraines. Dans ce cas et dans des cas similaires, il est possible de recourir à des interventions par injections de compensation (*compensation grouting*) pour limiter l'affaissement des structures (Mair *et al.*, 1994; Harris *et al.*, 1994; Harris *et al.*, 1996; Mair & Taylor, 1997; Harris, 2001 ; Mair, 2008; Mair *et al.*, 2009; Pigorini *et al.*, 2009; Bezuijen *et al.*, 2011).

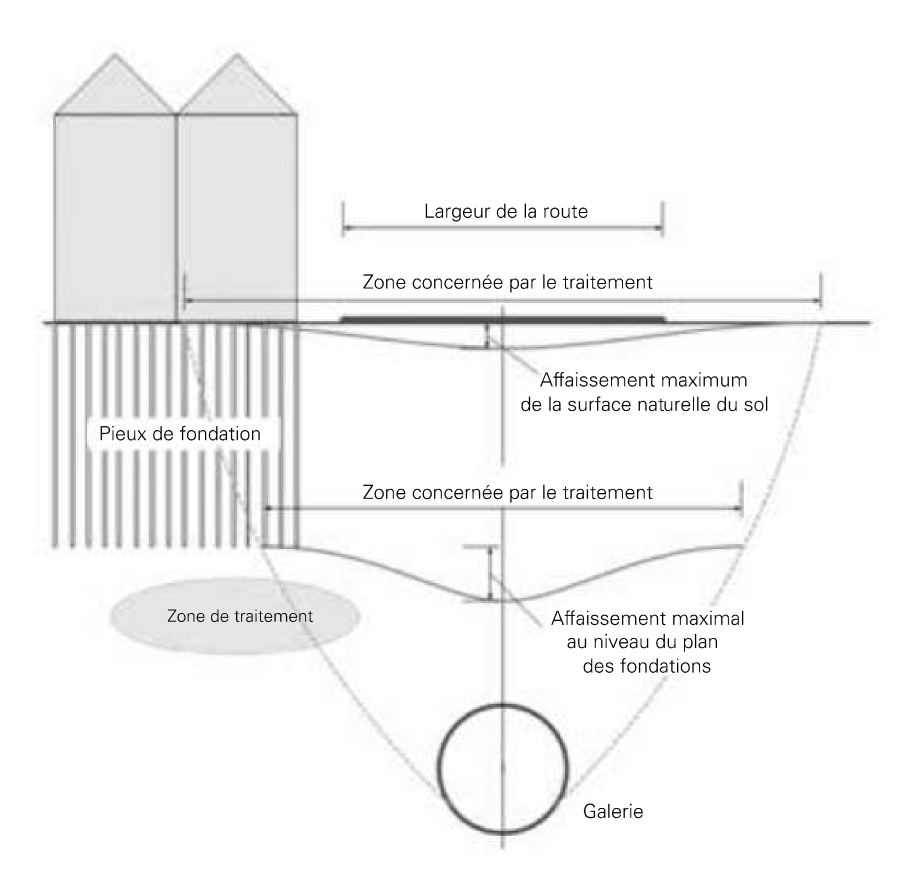



Figure 3.3 Exemple d'injection de compensation (*compensation grouting*) pour compenser les affaissements induits par l'excavation d'un tunnel du métro d'Amsterdam (modifié de Bezuijen *et al.*, 2011).

La **figure 3.4** (page suivante) montre les principaux aspects et les composants qui caractérisent la technique des injections de compensation.

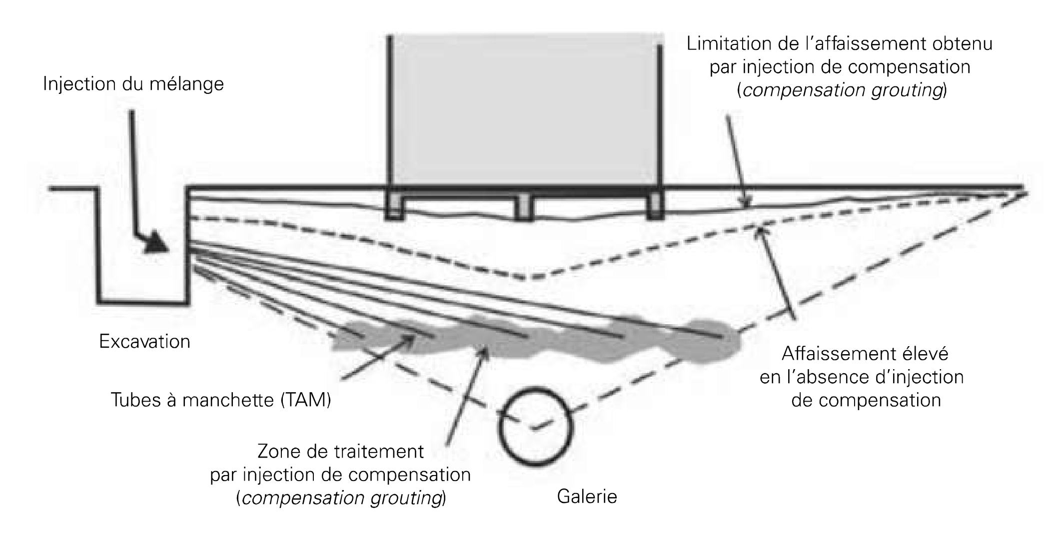



**Figure 3.4 Principaux aspects et composants de la technique d'injection de compensation (modifié de Mair *et al.*, 2009).**

Les principales étapes de traitement requises pour ce type d'intervention peuvent être résumées comme suit :

– Des essais sont effectués sur site pour définir avec une extrême précision le comportement des mélanges à injecter et, en particulier, pour vérifier les mécanismes de propagation et de répartition dans le sol, l'évolution de la viscosité de la phase liquide, les temps de solidification/durcissement et, dans le cas de résines expansées, le comportement rhéologique de la phase d'expansion.
– Préalablement à l'excavation du tunnel et après l'installation des systèmes de surveillance en profondeur comme en surface, des forages sont exécutés, et des tubes d'injection avec vannes ou tubes à manchette sont positionnés entre la future excavation et les fondations de l'ouvrage surmontant le futur tunnel.
– Ensuite, est injectée, à basse pression, une quantité contrôlée de mortier en vue de densifier le sol, comblant ainsi les vides dans le sol et provoquant même une augmentation minime de l'état de contrainte.

Lors de l'excavation de galeries souterraines, on injecte une certaine quantité de mortier au moyen de tubes spéciaux (appelés tubes à manchette, ou TAM), installés entre la galerie et les fondations des structures, pour compenser les affaissements et la variation de l'état de contraintes induite par l'excavation. L'installation des TAM peut provoquer des affaissements, que l'on peut toutefois compenser de diverses façons. Avant de commencer l'excavation souterraine, on injecte un mortier de conditionnement pour resserrer le sol, remplir d'éventuels vides et contrebalancer les affaissements induits par l'installation des TAM. Ensuite, on procède simultanément à l'injection du mélange et à l'excavation dans l'optique de limiter à la fois les affaissements et les déformations des structures. Avant de procéder à l'installation des TAM, il est indispensable d'effectuer une série d'essais sur site afin de tester les mélanges à injecter et, en particulier, d'en vérifier la propagation effective. La formation de fractures horizontales, dans lesquelles se propage le mélange, provoque le soulèvement d'une zone étendue et permet de compenser les affaissements induits par les excavations souterraines.

Même pour ce type de traitement, les paramètres permettant de contrôler la propagation du mélange injecté ne sont autres que les caractéristiques physiques du fluide, notamment la viscosité et la pression d'injection.

Les résines polyuréthanes représentent une bonne alternative à la technique traditionnelle des injections de compensation, en particulier dans les sols à grains fins (sables limoneux, limons et argiles) saturés, au sein desquels la résine ne forme pas de bulbe, mais où elle se propage à l'intérieur de fractures qui se produisent au cours de son expansion. En effet, si le milieu est saturé, en fonction de la conductivité hydraulique et de la tension capillaire, il n'est pas dit que l'on réussira à refouler l'eau présente dans les pores, et on peut procéder à la fracturation du sol. Une telle fracturation est d'autant plus probable que la portion de sol fin, caractérisé par une faible conductivité hydraulique, est plus significative.

Après la réalisation d'un essai sur le terrain par Uretek Nederland, en collaboration avec l'Université de technologie de Delft (TU Delft), on a pu observer comment, en fonction de l'état de contraintes, de la conductivité hydraulique et de la tension capillaire du sol, dans les sols cohésifs la résine Uretek Geoplus ne parvenait pas à déplacer l'eau présente dans les pores et à former un bulbe comme dans le cas décrit au paragraphe « Injections solides (injections de compactage) ». Au contraire, la propagation du mélange a lieu seulement à l'intérieur des fractures (**figure 3.5**) préexistantes ou qui se sont formées au cours du processus, et la compensation des affaissements des structures de surface est obtenue lors de la formation de fractures horizontales dans lesquelles l'expansion de la résine peut se produire.

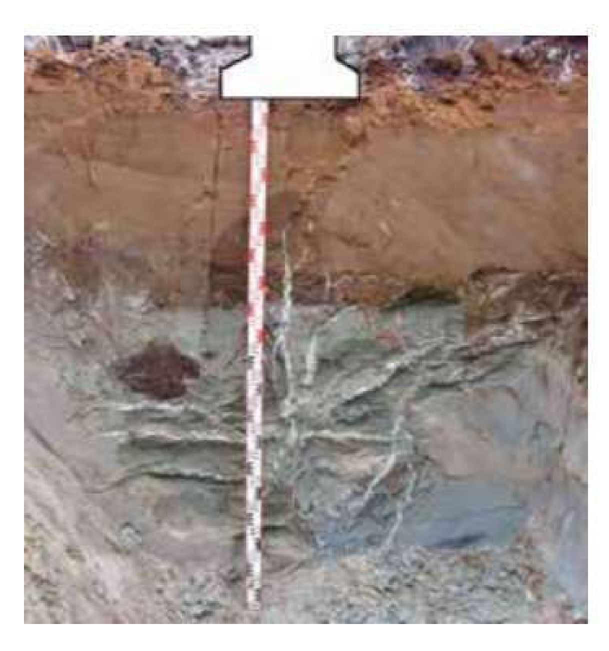


Figure 3.5 Excavation d'inspection à la suite de l'essai effectué sur le terrain par Uretek Nederland, en collaboration avec l'Université de technologie de Delft. Les fractures verticales et horizontales sont évidentes, pour la plupart de forme discoïdale.

Le schéma de la **figure 3.6** (page suivante) présente les principales phases du processus d'injection, d'expansion et de propagation de la résine. L'injection est effectuée dans un sol normalement consolidé (degré de surconsolidation, $OCR = 1$, coefficient de pression des terres au repos, $K_0 < 1$), caractérisé initialement par des contraintes géostatiques hori-

zontales, $\sigma_{h0}$, moindres que les verticales, $\sigma_{v0}$. Au début du traitement, il se forme une fracture verticale, puis se produit l'expansion de la résine à l'intérieur de cette fracture, ce qui en augmente l'ouverture. Cette expansion provoque une augmentation des contraintes horizontales avec, en conséquence, une inversion des contraintes principales ($\sigma_1 = \sigma_{h0}$, $\sigma_3 = \sigma_{v0}$) dans le sol environnant.

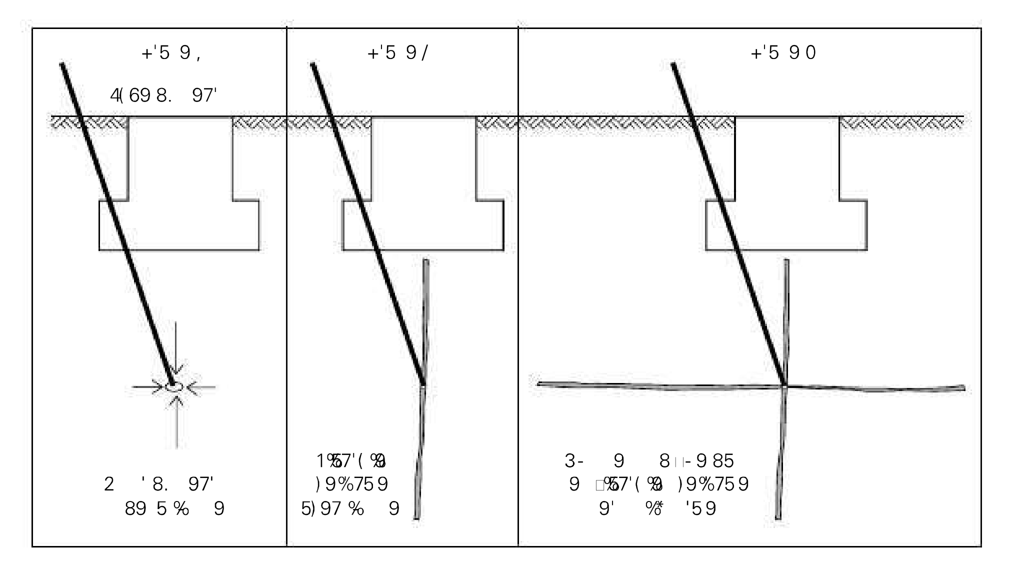


Figure 3.6 Schématisation du processus de fracturation dans un sol cohésif normalement consolidé.

En raison de la rotation des contraintes principales, l'injection ultérieure de résine à proximité du premier point permet de provoquer la formation d'une seconde fracture dans le plan. L'ouverture de la fracture horizontale produit le soulèvement de la fondation et compense, en conséquence, les affaissements. Il convient d'insister sur la nécessité de réaliser deux phases d'injection, pour s'assurer avec davantage de certitude de la formation de fractures horizontales et donc de l'issue satisfaisante du traitement.




# Modèles théoriques

## 1. Introduction

Les injections de résines polyuréthanes expansives s'utilisent majoritairement dans la plupart des interventions visant à améliorer les propriétés mécaniques des sols et à remédier aux affaissements, complets et/ou différentiels, des fondations superficielles.

L'approche théorique adoptée dans la conception de ces interventions dépend de la granulométrie du sol dans lequel est réalisé le traitement de consolidation.

Dans le cas des sols à grains grossiers (sable moyen/grossier et graviers), la conductivité hydraulique est suffisamment élevée pour permettre à la résine de pénétrer dans les pores et d'entraîner la formation d'un bulbe constitué d'un mélange sol-résine. L'expansion de ce bulbe se poursuit jusqu'à atteindre des conditions d'équilibre avec les contraintes de confinement générées dans le sol environnant.

Dans le cas des sols à grains fins (sable fin, limon et argile), la résine ne réussit pas à pénétrer dans les pores et, par conséquent, son expansion provoque la formation de fractures, dont la direction dépend principalement de l'homogénéité et de l'isotropie du sol ainsi que de l'état de contraintes initial. La résine se propage dans les fractures, ce qui entraîne des variations de l'état de compaction et des déplacements significatifs dans le sol environnant.

Pour l'analyse des effets produits par les injections de résines polyuréthanes, les conditions de drainage sont d'une importance capitale, et sont elles aussi fonction de la granulométrie du sol traité.

Les sols à grains grossiers sont supposés être en condition drainée, puisque la dissipation des surpressions interstitielles générées par l'expansion du bulbe injecté se révèle très rapide.

Dans les sols à grains fins, en revanche, l'expansion de la résine se produit en condition non drainée, avec formation de surpressions interstitielles, dont la dissipation s'effectue dans un laps de temps appréciable. Il s'ensuit, dans ce cas, des variations de l'état de contraintes qui se produisent au fil du temps, et peuvent nécessiter l'exécution d'injections différées dans le temps afin d'atteindre les objectifs de consolidation prédéfinis. Comme l'évaluation des surpressions interstitielles générées dans le sol par l'expansion de la résine s'avère très difficile, on a généralement recours à une analyse en termes de contraintes totales, dans laquelle le sol est assimilé à un milieu à phase unique, caractérisé par un critère de rupture de Tresca (matériau purement cohésif). De cette façon, il est possible d'estimer les effets à court terme produits par les injections, à la fois en termes de variation de l'état de contraintes et en termes de déplacements induits dans le sol.

Différentes typologies de consolidation découlent des différents modes de comportement des résines polyuréthanes dans le sol. L'expansion en condition drainée du bulbe de sol traité détermine la densification du terrain environnant, par analogie avec ce qui se passe dans le cas des injections solides. De plus, le bulbe constitue un élément de renfort, caractérisé par des valeurs de rigidité et de résistance au cisaillement supérieures à celles du terrain environnant. Dans ces conditions, l'exécution d'injections verticales provoque surtout des déplacements horizontaux dans le sol, ce qui entraîne une densification, et des déplacements verticaux négligeables. S'il s'avère nécessaire de produire des déplacements verticaux importants pour compenser les affaissements de structures de fondations superficielles, il est indispensable de prévoir la formation d'une discontinuité horizontale, moyennant le prétraitement d'une partie du sol au-dessous des ouvrages de fondation : les injections successives, effectuées au-dessus du sol traité, auront tendance à se propager horizontalement et produiront, lors de l'expansion de la résine, le soulèvement souhaité.

Dans les sols à grains fins, la formation de fractures horizontales permet d'expliquer le soulèvement du niveau de la surface naturelle (niveau du sol) lors de l'expansion de la résine. Les fractures horizontales se produisent lorsque les contraintes horizontales sont supérieures aux verticales : lorsque le coefficient de pression des terres au repos est supérieur à l'unité, cette condition peut être satisfaite à la suite de l'expansion des fractures verticales initiales. La densification du sol est d'autant plus considérable que le réseau de fractures créé dans le sol est dense, de sorte que des volumes entiers de sol sont comprimés entre une fracture et la suivante.

Dans le cadre du présent chapitre, les méthodes d'analyse théorique du comportement des résines polyuréthanes dans les sols seront présentées en faisant davantage référence aux aspects fondamentaux qu'aux applications. Il s'en suivra deux approches théoriques différentes, respectivement pour les sols à grains grossiers et pour les sols à grains fins, d'après les résultats obtenus dans une série d'essais d'injection à petite échelle. Pour les sols à grains grossiers, il sera fait référence à la théorie d'expansion des cavités, tandis que pour les sols à grains fins, il conviendra d'introduire quelques concepts de la mécanique à la rupture dans les milieux élastiques.

## 2. Comportement de la résine dans le sol

Les résines expansives polyuréthanes ont un comportement différent en fonction de la granulométrie du sol dans lequel elles sont injectées.

Afin d'évaluer, ne serait-ce que visuellement, cette différence de comportement, on a mené une série d'essais d'injection ponctuelle sur un échantillon de sol à grains fins (argile compactée) et sur un autre à grains grossiers (sable sec, déposé par gravité), contenus respectivement dans deux moules en acier, ayant chacun un diamètre de 27,5 cm et une hauteur de 50,0 cm. Au cours de la préparation des échantillons dans le moule, le sol a été introduit jusqu'à une hauteur inférieure à celle du moule, en laissant un volume libre dans la partie supérieure (« vide ») correspondant à un espace d'une hauteur égale à environ 3,0 cm. Ce dispositif a été adopté afin d'éviter d'atteindre des pressions trop élevées au sein du moule, lorsqu'il est fermé en son sommet, compte tenu de la capacité de gonflement de la résine et du degré de confinement de l'échantillon.

Dans chaque moule, on a injecté 4 kg de résine Uretek Geoplus® à une profondeur d'environ 15,0 cm à travers le couvercle supérieur du moule. L'injection a été effectuée en plusieurs fois, chacune d'une durée variable de deux à quatre secondes, avec une pause de deux secondes entre elles.

L'injection de la résine dans de l'argile compactée a entraîné l'expulsion d'une certaine quantité d'eau dont on a retrouvé la présence dans le fond du moule, démontrant ainsi que l'expansion de la résine provoque la formation de surpressions interstitielles dans le sol comprimé.

À la fin de la phase d'injection, on a ouvert le couvercle supérieur du moule et on a constaté la présence d'un bouchon de résine dans l'espace laissé libre pendant la phase de préparation de l'échantillon. À l'ouverture du couvercle inférieur, nous avons constaté la présence d'une fracture dans le sol, à l'intérieur de laquelle la résine s'est propagée, comme représenté sur la **figure 4.1**.

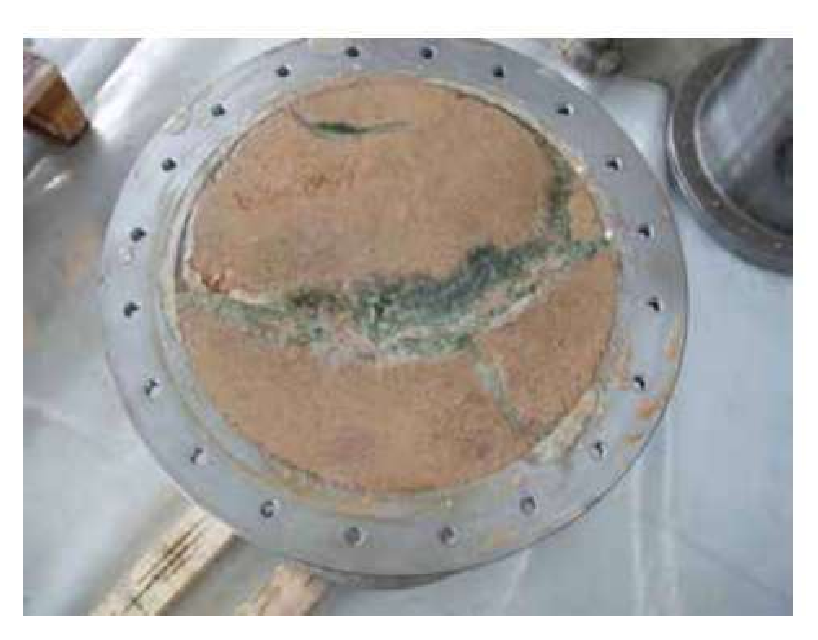


Figure 4.1 Ouverture du couvercle inférieur du moule faisant apparaître l'argile compactée : il est possible de voir les traces des deux principales fractures qui se sont propagées jusque dans le fond du moule.

Par la suite, en retirant le sol du moule, nous avons constaté l'apparition de deux fractures principales (**figure 4.2**, page suivante), à partir du point d'injection, dans lesquelles la résine s'est propagée sur toute la hauteur disponible, pour atteindre en partie les parois latérales, au point d'épouser partiellement la forme du moule, ainsi qu'on peut le voir sur la **figure 4.3** (page suivante).

Avec l'essai d'injection sur des échantillons de sable, le résultat obtenu est sensiblement différent.



Figure 4.2 Résine solidifiée à l'intérieur des fractures qui se sont propagées dans le sol argileux. Vue depuis le fond du moule.



Figure 4.3 Extraction de la résine hors du moule.

L'ouverture du couvercle inférieur n'a révélé la formation d'aucune fracture, non plus que la présence de résine sur le fond. Dans ce cas aussi, on a retiré le sol, ce qui a permis de découvrir, à partir d'une certaine profondeur, un agglomérat bulbiforme de résine (**figure 4.4**).



Figure 4.4 Agglomérat bulbiforme de résine à l'intérieur du sable. Vue depuis le fond du moule.

Ensuite, en retirant le sable, on a extrait l'agglomérat bulbiforme (**figures 4.5** et **4.6**, page suivante), à l'extrémité duquel un bouchon constitué uniquement de résine s'était formé dans l'espace vide supérieur. La longueur du bulbe était de l'ordre de 30,0 cm (pour une longueur de moule de 50,0 cm).



Figure 4.5 Taille réelle de l'agglomérat bulbiforme de résine obtenu par injection dans un échantillon de sable. Dans ce cas aussi, on a constaté la formation d'un bouchon de résine en contact avec le couvercle supérieur, où l'on avait laissé un espace vide d'environ 3 à 4 cm.



Figure 4.6 Agglomérat bulbiforme de résine extrait du moule.

Les agglomérats bulbiformes ont ensuite été sectionnés à l'aide d'une scie circulaire, pour en observer la composition interne. La **figure 4.7** représente une photographie d'un bulbe dans lequel deux sections transversales ont été découpées, l'une à proximité du point d'injection et l'autre plus en profondeur (ou dans le tronçon final de l'agglomérat).



Figure 4.7 Photographie du bulbe reconstitué après réalisation de coupes transversales à l'aide d'une scie circulaire. Deux coupes transversales ont été réalisées : une à proximité du point d'injection et une plus en profondeur. (Remarque : sur la photographie, le bulbe est présenté à l'envers, c'est-à-dire la tête en bas, servant de socle).

Les images des coupes sont présentées sur les figures **4.8** et **4.9**, d'où il ressort clairement que la résine a pénétré entre les grains de sable en formant un aggloméré.



Figure 4.8 Coupe transversale de l'agrégat bulbiforme, effectuée à proximité du point d'injection. La résine a pénétré entre les grains de sable à partir de la zone d'injection, cette dernière étant reconnaissable au fait qu'elle est remplie de résine pure. Aux alentours du point d'injection, la résine, par l'intermédiaire du processus de pénétration ou d'imprégnation entre les grains, a formé un aggloméré avec les grains de sable.



Figure 4.9 Coupe transversale de l'agrégat bulbiforme, effectuée au-dessous du point d'injection. La résine a complètement pénétré entre les grains de sable.

D'après ces éléments, on peut donc considérer que, dans les sols à texture grossière, il existe un processus très rapide de pénétration de la résine entre les grains de sol qui entraîne la formation d'un bulbe, lequel, en se solidifiant, s'expanse en compactant le sol environnant.

La différence de comportement de la résine, liée à la différence de granulométrie des deux sols, nous conduit à envisager deux approches d'étude différentes.

Dans le cas du sable, la formation du bulbe apparaît suite à la pénétration de la résine en phase liquide dans les « pores » du sol, opération suivie par une phase d'expansion lors de la solidification de la résine. La modélisation de l'expansion du bulbe peut être ramenée à l'étude du problème de l'expansion d'une cavité (sphérique ou cylindrique) à l'intérieur d'un milieu élasto-plastique (annexe A).

En revanche, pour évaluer les conditions de déclenchement des fractures dans l'argile compactée, il est possible de faire appel à la mécanique de la rupture en milieu élasto-plastique purement cohésif, en se référant à des conditions non drainées (annexe B). Toutefois, étant donné l'impossibilité théorique de prévoir le nombre, la direction et l'ampleur des fractures, la capacité de prévision des effets induits par la réalisation d'injections dans les sols à grains fins, pouvant être obtenue avec des modèles théoriques, est forcément limitée.

# 3. Modèles théoriques pour les sols à grains grossiers

L'étude de la propagation des résines expansives Uretek dans les sols à grains grossiers (sable moyen/grossier et gravier) peut être fondée sur la théorie d'expansion des cavités dans les milieux élasto-plastiques, en condition drainée. En raison de la conductivité hydraulique élevée de ces sols, lors de la phase d'injection, il existe un effet initial significatif de pénétration, qui dépend de la viscosité de la résine ainsi que du nombre et de la taille des vides du sol.

On soulignera également que, dans le cas des sols à grains grossiers, toutes les corrélations rapportées sont obtenues en référence à des analyses en condition drainée : par conséquent, les contraintes indiquées doivent être comprises comme étant effectives.

## 3.1. Effet de pénétration initial

Pour les sols à grains grossiers, en raison de la granulométrie qui leur confère des valeurs de perméabilité élevées, le phénomène initial de pénétration de la résine, qui se produit suite à l'injection, est important.

En fonction de la viscosité dynamique de la résine, $\mu_r$, et du coefficient de conductivité hydraulique du sol imprégné par la résine, $k_r$, il est possible d'estimer le rayon du bulbe initial $a_0$ (qui est supérieur au rayon du trou d'injection $a_f$), selon que l'on considère une imprégnation dans le cas d'une cavité cylindrique ou sphérique, comme représenté sur la **figure 4.10**.

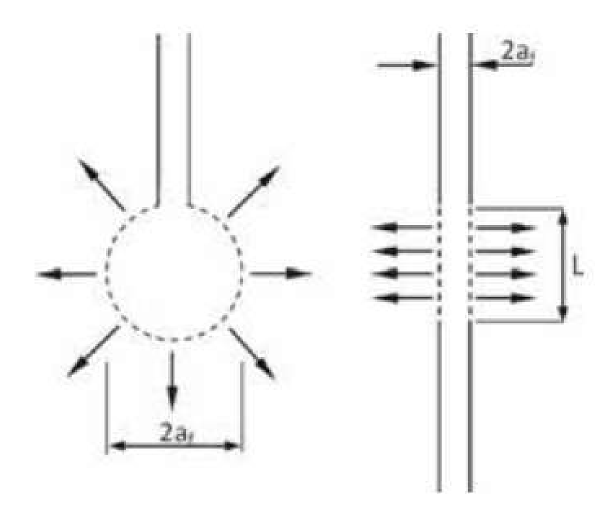



Figure 4.10 Imprégnation dans le cas d'une cavité sphérique (à gauche) et dans le cas d'une cavité cylindrique (à droite).

D'après la loi de Darcy et le bilan massique de la phase liquide, on peut établir les équations ci-après pour le rayon du bulbe initial, $a_0$ [$m$], qui sont utilisées respectivement dans le cas d'une injection avec une source sphérique [4.1] et avec une source cylindrique [4.2] :

$$a_0 = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a_f \cdot k_f \cdot \Delta H \cdot t}{n} + a_f^3} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a_f \cdot K \cdot p_i \cdot t}{n \cdot \mu_r} + a_f^3} \quad [4.1]$$

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot k_r \cdot \Delta H \cdot t}{n \cdot \ln\left(\frac{a_0}{a_f}\right)} + a_f^2} = \sqrt{\frac{2 \cdot K \cdot p_i \cdot t}{n \cdot \mu_r \cdot \ln\left(\frac{a_0}{a_f}\right)} + a_f^2} \quad [4.2]$$

où :

- $k_r$ = coefficient de conductivité hydraulique du sol à la résine [m/s] ;
- $\Delta H$ = différence de charge engendrée par la pression d'injection $p_i$ [m] ;
- $n$ = porosité du sol [-] ;
- $p_i = \gamma_{ri}\,\Delta H$ = pression d'injection de la résine [Pa] ;
- $\gamma_{ri}$ = poids volumique de la résine à l'état liquide [N/m$^3$] ;
- $K$ = perméabilité intrinsèque du sol [m$^2$] ;
- $\mu_r$ = viscosité dynamique de la résine (Vinson & Mitchell, 1972) ;
- $a_f$ = rayon du trou d'injection [m] ;
- $t$ = temps de réaction de la résine [s].

Le coefficient de conductivité hydraulique du sol imprégné par la résine et la perméabilité intrinsèque du sol sont liés par la relation suivante :

$$k_r = K \frac{\gamma_{ri}}{\mu_r} \quad [4.3]$$

Étant donné que la perméabilité intrinsèque, $K$, est uniquement fonction des caractéristiques du squelette solide du sol, il est possible d'établir une corrélation entre le coefficient de conductivité hydraulique du sol à la résine, $k_r$, et le coefficient de conductivité hydraulique du sol à l'eau, $k_w$:

$$k_r = k_w \frac{\mu_w}{\mu_r} \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \qquad [4.4]$$

où :

- $k_w$ = coefficient de conductivité hydraulique du sol à l'eau [m/s] ;
- $k_r$ = coefficient de conductivité hydraulique du sol à la résine [m/s] ;
- $\mu_w$ = coefficient de viscosité dynamique de l'eau ;
- $\gamma_w$ = poids volumique de l'eau.

À partir de ces considérations, en supposant des valeurs du rayon du trou d'injection égales à $a_{f1}$ = 6 mm, $a_{f2}$ = 15 mm, $a_{f3}$ = 30 mm, et des temps de réaction de la résine égaux à $t_1$ = 5 s, $t_2$ = 10 s, $t_3$ = 30 s, $t_4$ = 60 s, $t_5$ = 120 s, on a évalué le rayon du bulbe initial, $a_0$, en fonction de la conductivité hydraulique à l'eau, $k_w$. Les valeurs attendues pour les différents paramètres sont les suivantes :

- $\mu_r$ = 0,465 Pa · s ;
- $\mu_w$ = 0,001 Pa · s ;
- $\gamma_{ri}$ = 10,5 kN/m$^3$ ;
- $\gamma_w \approx$ 9,8 kN/m$^3$;
- $n$ = 0,3 ;
- $p_i$ = 101,3 kPa, 202,7 kPa.

Les résultats obtenus dans le cas d'une cavité sphérique sont présentés sur les **figures 4.11** à **4.16**, tandis que ceux obtenus dans le cas d'une cavité cylindrique sont présentés dans les **figures 4.17** à **4.22** (pages 43 à 46)

**CAVITÉ SPHÉRIQUE**
**$a_f$ = 6 mm, $p_i$ = 101,3 kPa**



Figure 4.11 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f$ = 6 mm).

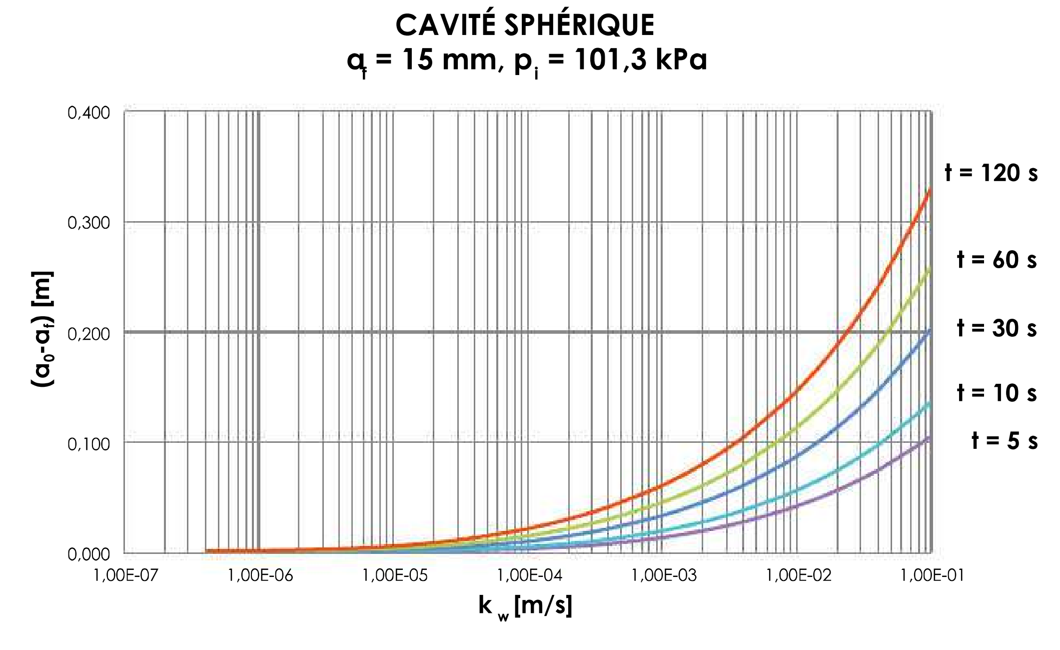



Figure 4.12 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f$ = 15 mm).

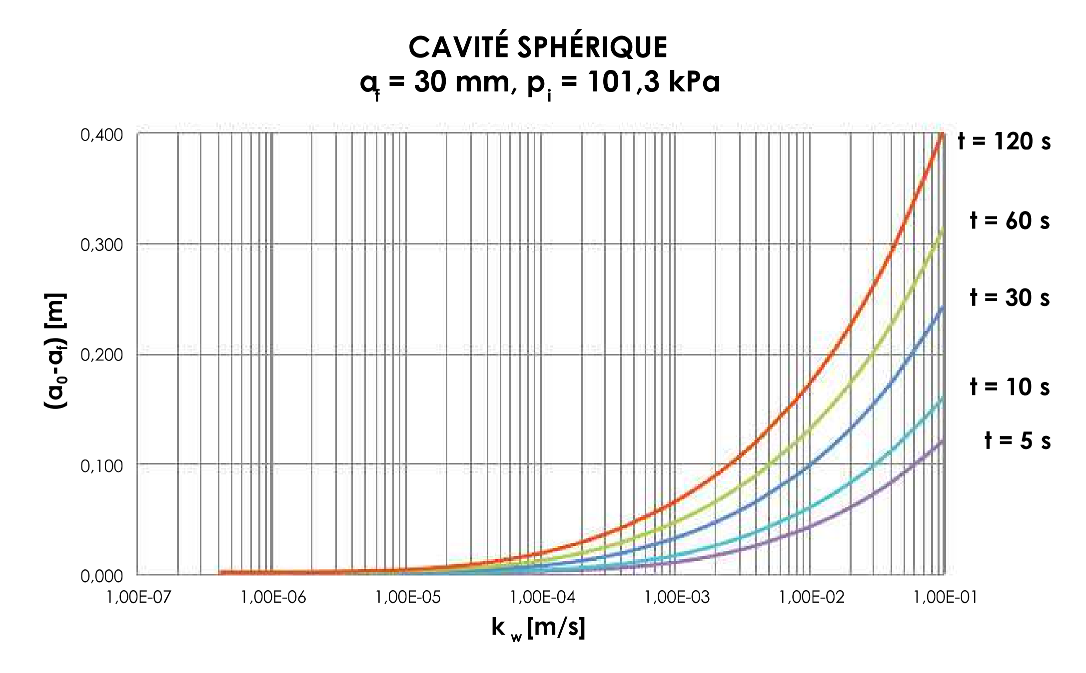



Figure 4.13 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f$ = 30 mm).

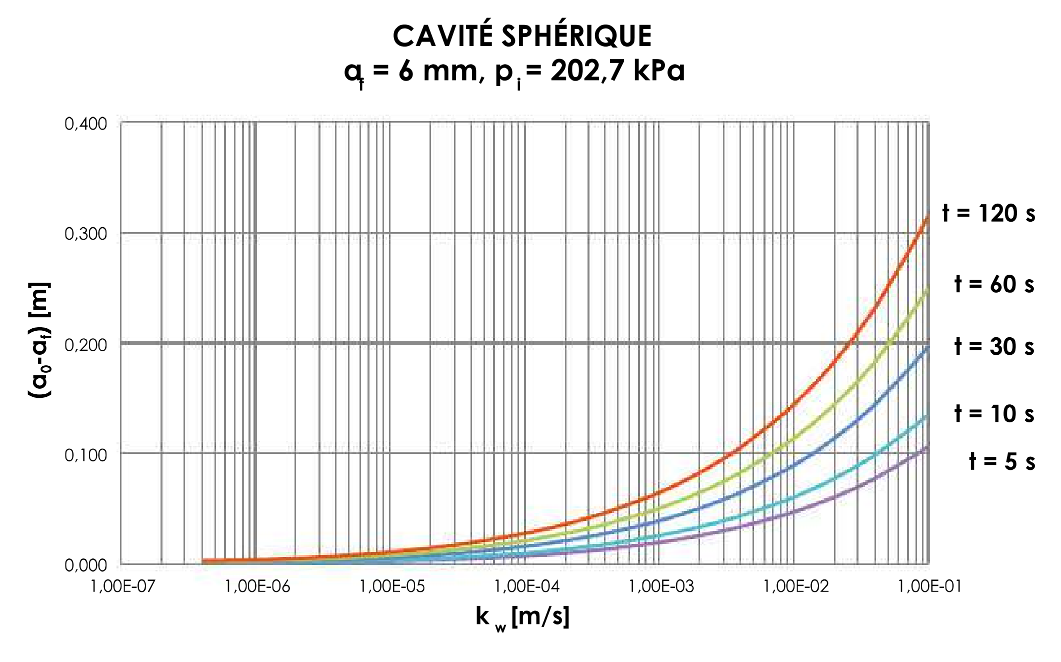



Figure 4.14 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f$ = 6 mm).

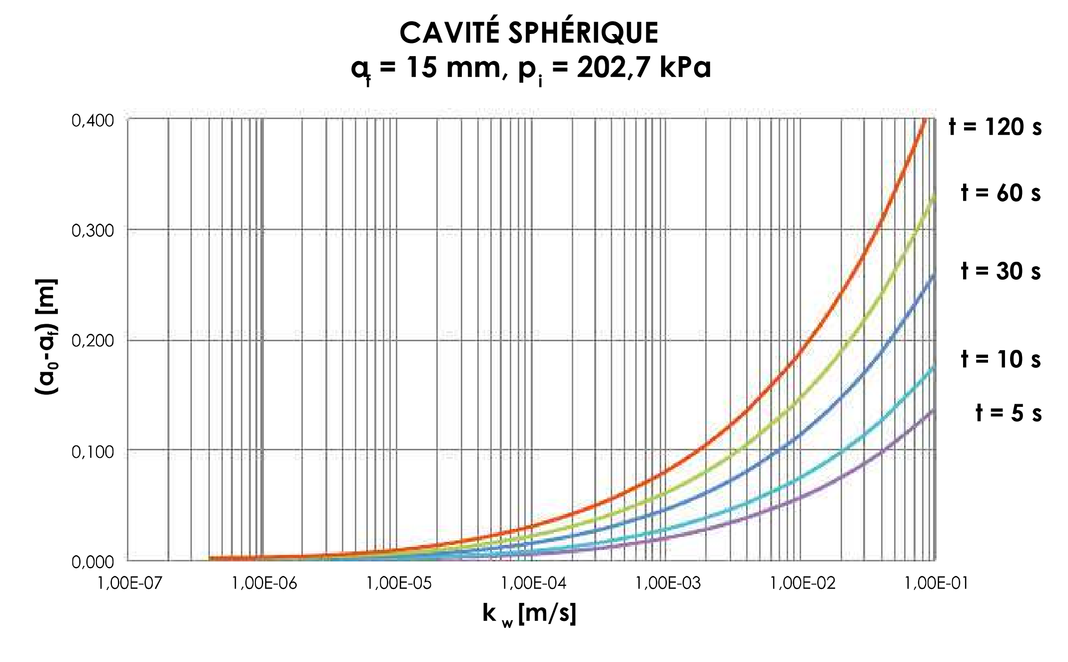



Figure 4.15 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f$ = 15 mm).

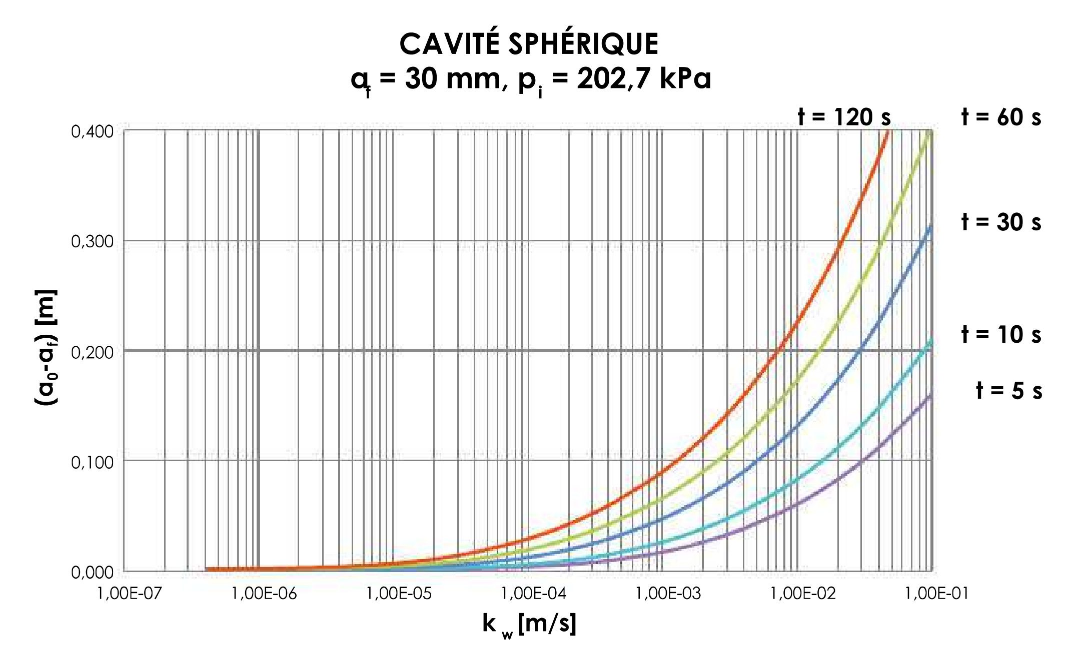



Figure 4.16 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f$ = 30 mm).

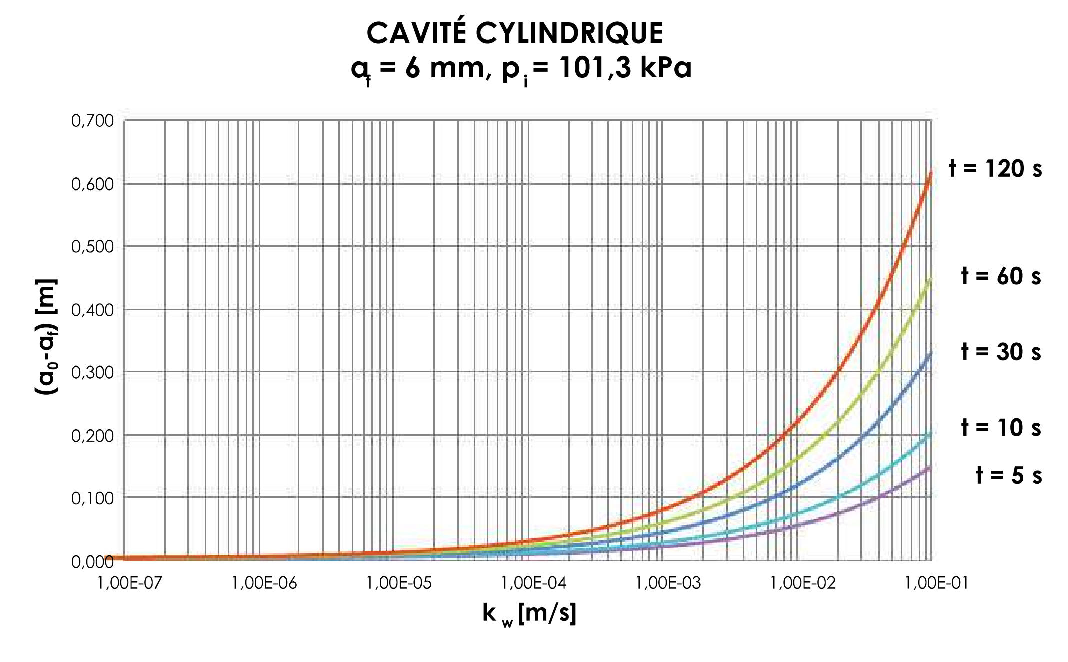



Figure 4.17 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f$ = 6 mm).

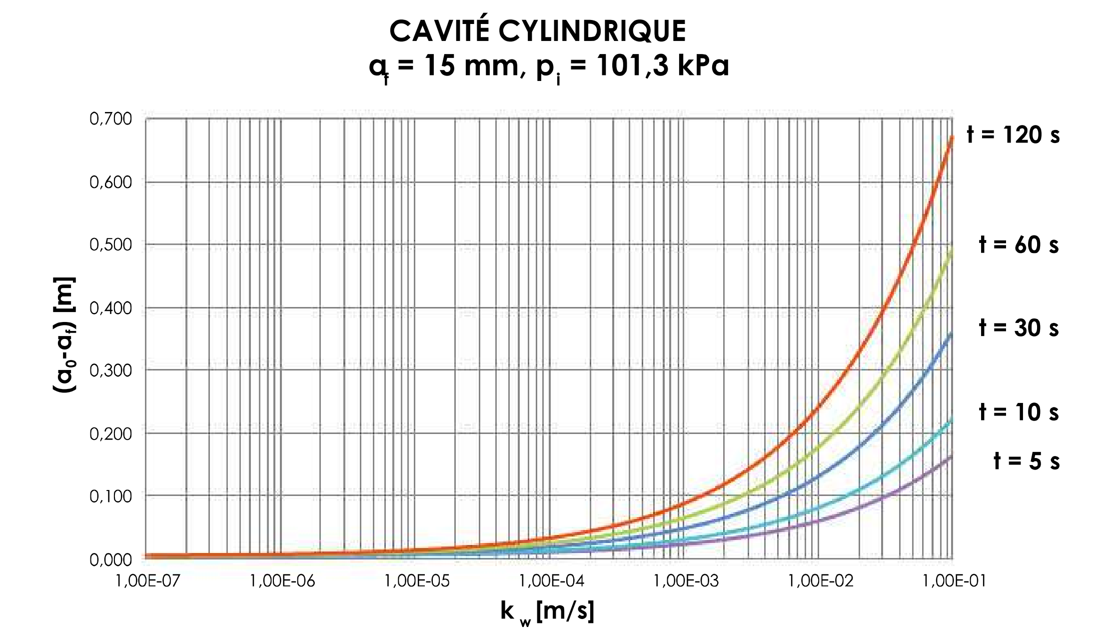



Figure 4.18 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f$ = 15 mm).

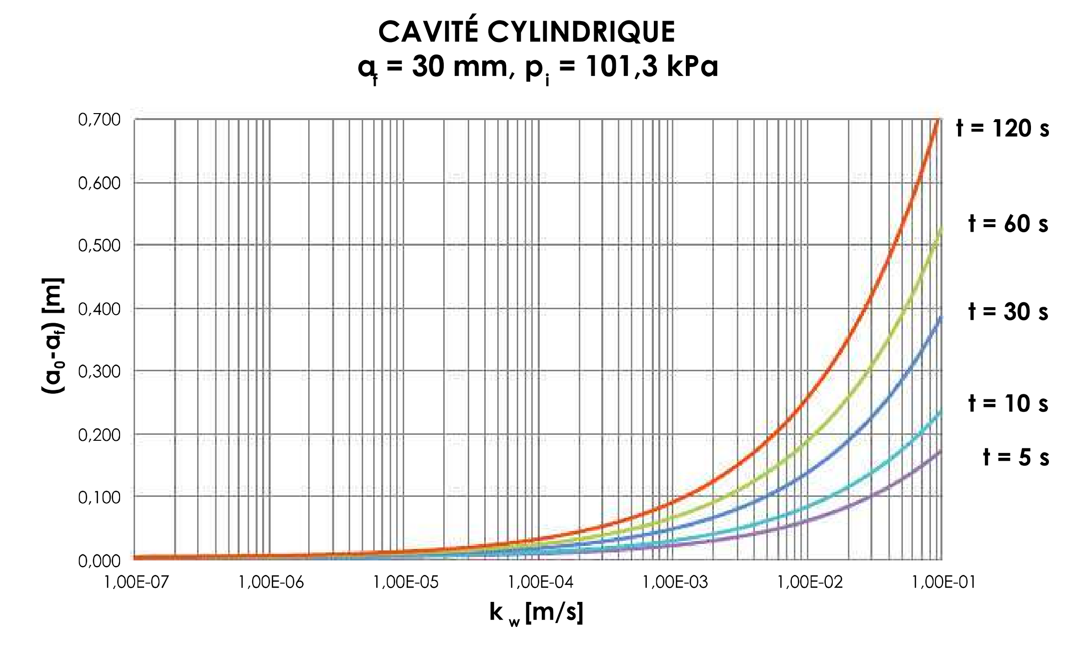



Figure 4.19 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f$ = 30 mm).

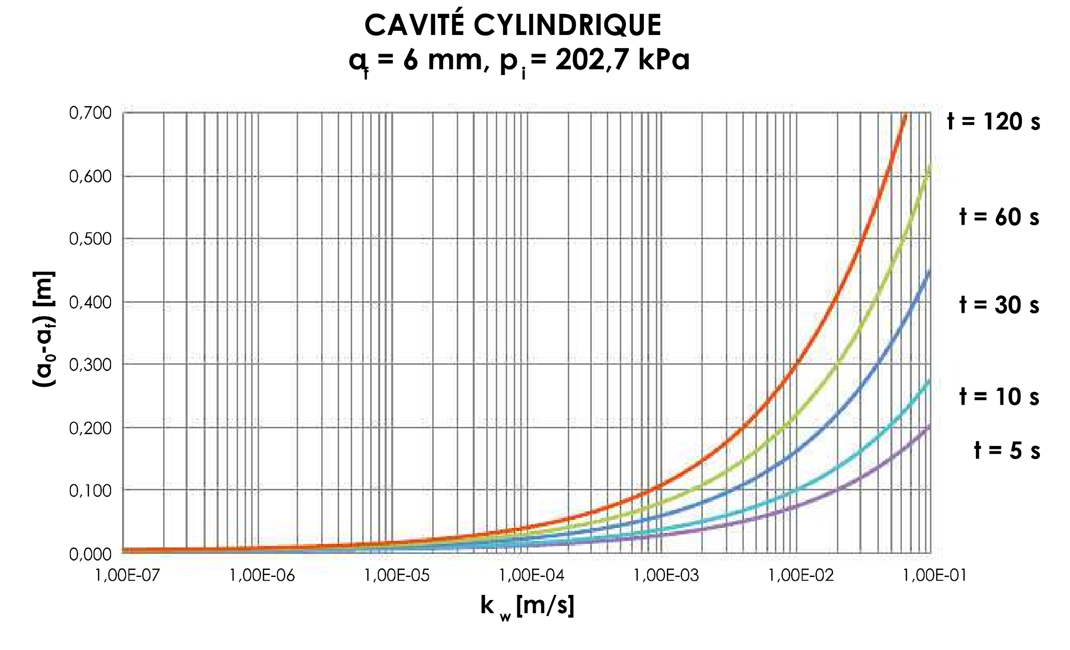



Figure 4.20 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f$ = 6 mm).

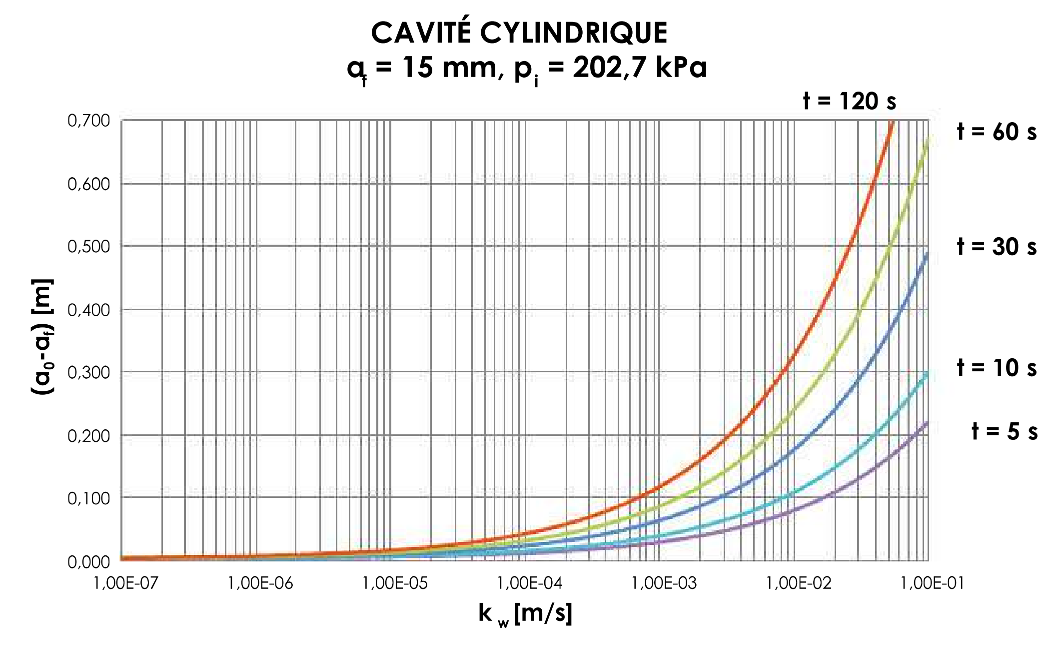



Figure 4.21 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f$ = 15 mm).

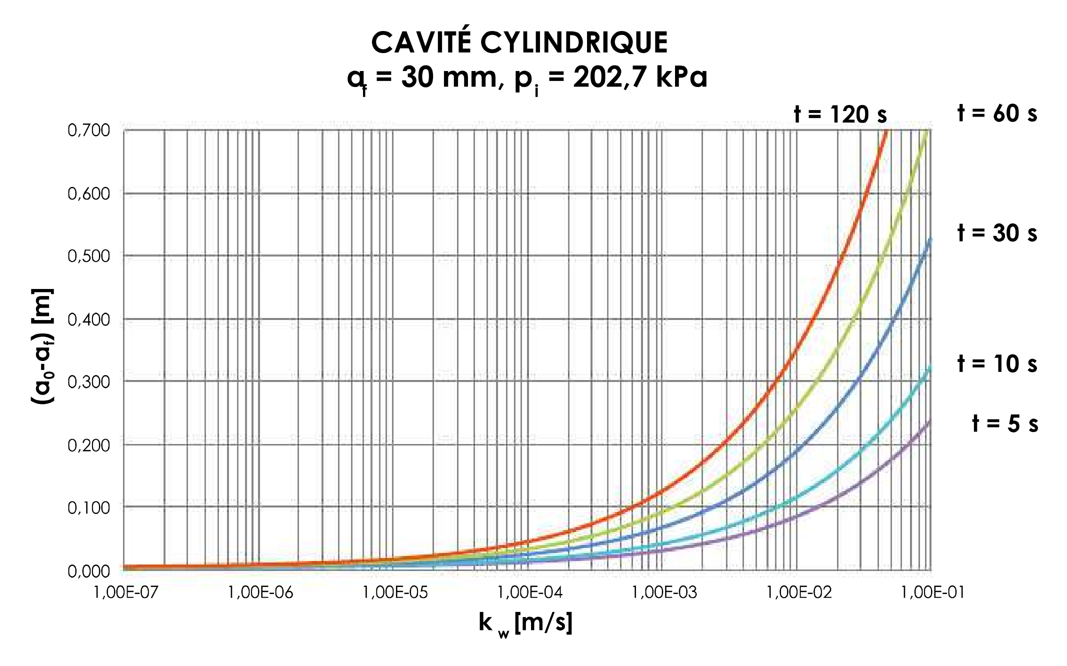



Figure 4.22 Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f$ = 30 mm).

## 3.2. Détermination de la pression d'équilibre

Dans la phase d'injection dans des sols à grains grossiers, la résine polyuréthane parvient à pénétrer dans les « pores » du sol à l'état liquide, en formant un bulbe de sol traité dont la forme dépend du mode d'injection. Dans le cas d'injections ponctuelles, le bulbe prend une forme sphérique, tandis que dans le cas de traitements « en colonne », le bulbe se caractérise par une forme cylindrique.

Dans l'étape ultérieure de solidification, la résine et, par conséquent, le bulbe de sol traité se dilatent jusqu'à ce qu'ils atteignent un état d'équilibre avec le sol environnant.

Au fur et à mesure de l'augmentation de la déformation radiale du bulbe, la pression de gonflement de la résine diminue, tandis que la contrainte radiale de confinement du sol environnant augmente. Le processus d'expansion s'arrête dès lors qu'est atteint un état d'équilibre où la pression de gonflement de la résine est égale à la contrainte radiale de confinement du sol.

La déformation radiale du bulbe peut être évaluée au moyen d'un rapport sans dimension :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} \qquad [4.5]$$

où :

- $V_{ri}$ = volume initial de la résine à l'état liquide [m$^3$] ;
- $V_{rf}$ = volume final de la résine expansée [m$^3$].

La relation entre le rapport $V_{rf}\,/\,V_{ri}$ et la pression de gonflement de la résine est représentée par la loi rhéologique indiquée dans le chapitre 1 :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10,5}{0,36 + \frac{1}{0,23}\ln\left(1 + P(MPa)\right)} \qquad [4.6]$$

où $P$ est la pression de gonflement de la résine (exprimée en MPa).

Afin de déterminer la contrainte de confinement générée dans le sol, il est possible de faire appel à la théorie d'expansion des cavités dans les milieux élasto-plastiques. Cette théorie est exposée en détail dans l'annexe A, où sont présentés les développements théoriques mis au point par Yu & Houlsby (1991) pour tenir compte des grandes déformations rencontrées dans la zone plastique.

Le comportement d'un sol à grains grossiers en conditions limites (maximales) peut être assimilé à celui d'un matériau régi par un critère de rupture de Mohr-Coulomb d'un sol frottant et cohésif. En désignant par $f$ la fonction régissant la déformation plastique, par $\sigma_r$ la contrainte radiale et par $\sigma_\theta$ la contrainte tangentielle, le critère de rupture peut être exprimé de la manière suivante :

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta - Y = 0 \qquad [4.7]$$

avec :

$$N = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \qquad [4.8]$$

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \qquad [4.9]$$

dans laquelle :

- $\varphi$ = angle de résistance au cisaillement du sol ;
- $c$ = cohésion effective du sol.

Le comportement d'un sol à grains grossiers dans un état critique peut être simulé en supposant un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un matériau purement frottant, ou en posant $Y = 0$ dans la formule [4.7].

Les paramètres géotechniques du sol utilisés sont les suivants :

- module de Young, $E'$, et coefficient de Poisson, $\nu$, pour la caractérisation du comportement élastique du sol ;
- cohésion, $c'$, et angle de résistance au cisaillement, $\varphi$ ;
- angle de dilatance, $\psi$.

Pour obtenir la relation entre le rapport $V_{rf}/V_{ri}$ et la contrainte de confinement générée dans le sol, il est nécessaire, en premier lieu, de déterminer le rayon de la cavité, $a$, sous l'action de la pression interne générique $P$. Le long de la limite de la cavité, la contrainte de confinement est égale à $P$, pour assurer l'équilibre. Le rayon de la cavité peut être déterminé au moyen des équations suivantes :

$$a = \begin{cases} a_0 & P \le P_0 \\ a_0 + \dfrac{(P - P_0) \cdot a_0}{2 \cdot m \cdot G} & P_0 < P \le P \\ a_0 \cdot R_a & P > P_1 \end{cases} \qquad [4.10]$$

où :

- $a_0$ = rayon initial de la cavité ou du bulbe de sol traité ;
- $P_0$ = pression initiale, supposée égale à la contrainte géostatique horizontale dans le cas d'une cavité cylindrique, et à la contrainte géostatique moyenne dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $P_1$ = pression d'avant la plastification, évaluée par l'expression suivante :

$$P_1 = \frac{m \cdot \left(Y + (N-1) \cdot P_0\right)}{m + N} + P_0 \qquad [4.11]$$

- $m$ = coefficient géométrique, étant supposé égal à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égal à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $G$ = module de cisaillement, évalué comme $G = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \upsilon)}$ ;
- $R_a$ = rapport entre le rayon de la cavité, $a$, à une pression générique $P > P_1$, et le rayon initial de la cavité, $a_0$.

Le paramètre $R_a$ peut être déterminé en se référant à la solution de Carter *et al.* (1986), basée sur l'hypothèse de petites déformations, soit à la solution de Yu & Houlsby (1991), basée sur l'hypothèse de grandes déformations dans la zone plastique et de petites déformations dans la zone élastique plus extérieure.

Dans l'hypothèse de petites déformations, $R_a$ peut être déterminée de la manière suivante :

$$R_a = 1 + \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m}\right] \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{1 + \frac{m}{M}} + \qquad [4.12]$$

$$+ \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} - \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{\frac{m \cdot (N-1)}{N}}$$

où :

$$\delta = \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m + N) \cdot G} \qquad [4.13]$$

$$\xi = \frac{\left[1 - \upsilon^2 \cdot (2 - m)\right] \cdot (1 + m) \cdot \delta}{(1 + \upsilon) \cdot (N - 1) \cdot M} \times \qquad [4.14]$$

$$\left[N \cdot M + m \cdot (1 - 2 \cdot \upsilon) + 2 \cdot \upsilon - \frac{m \cdot \upsilon \cdot (N + M)}{1 - \upsilon \cdot (2 - m)}\right]$$

$$\eta = \exp\left[\frac{(M + m) \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \left(Y + (N-1) \cdot P_0\right) \cdot \left(1 + (2 - m) \cdot \nu\right)}{E \cdot (N - 1) \cdot M}\right] \qquad [4.15]$$

$$M = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \qquad [4.16]$$

$N$ voir [4.8]

$Y$ voir [4.9]

Si l'on considère l'hypothèse de grandes déformations dans la zone plastique, l'évaluation de $R_a$ est plus complexe et implique d'évaluer une intégrale ne pouvant être résolue dans un domaine fermé (Yu & Houlsby, 1991). Une solution approximative a été fournie par Yu & Houlsby (1991) sous la forme suivante :

$$R_a = \left[ \frac{R^{-\frac{N\cdot(M+m)}{m\cdot(N-1)\cdot M}}}{(1-\delta)^{\frac{(M+m)}{M}} - \frac{N\cdot(M+m)}{\left[m\cdot(N-1)\cdot M\right]\cdot\eta}\cdot\Lambda_1(R,\xi)} \right]^{\frac{M}{(M+m)}} \qquad [4.17]$$

dans laquelle :

$$R = \frac{(m+N)\cdot\left[Y+(N-1)\cdot P\right]}{N\cdot(1+m)\cdot\left[Y+(N-1)\cdot P_0\right]} \qquad [4.18]$$

$$\Lambda_1(R,\xi) = \sum_{n=o}^{\infty} A_n^1 \qquad [4.19]$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \dfrac{\xi^n}{n!}\cdot\ln R & \text{si } n = \dfrac{N\cdot(M+m)}{m\cdot(N-1)\cdot M} \\[2ex] \dfrac{\xi^n}{n!\cdot\left(n-\dfrac{N\cdot(M+m)}{m\cdot(N-1)\cdot M}\right)}\cdot\left[R^{\,n-\frac{N(M+m)}{m(N-1)\cdot M}}-1\right] & \text{si } n \neq \dfrac{N\cdot(M+m)}{m\cdot(N-1)\cdot M} \end{cases} \qquad [4.20]$$

À partir du rayon final de la cavité, il est possible de déterminer le volume final du bulbe, $V_{bf}$ :

$$V_{bf} = \begin{cases} \pi\cdot a^2\cdot H & \text{cavité cylindrique} \\ \dfrac{4}{3}\cdot\pi\cdot a^3 & \text{cavité sphérique} \end{cases} \qquad [4.21]$$

où $H$ est la hauteur de la cavité cylindrique, égale à la hauteur de la portion de colonne dans laquelle est effectuée l'injection.

Si l'on connaît le volume initial du bulbe, donné par :

$$V_{bi} = \begin{cases} \pi\cdot a_0^2\cdot H & \text{cavité cylindrique} \\ \dfrac{4}{3}\cdot\pi\cdot a_0^3 & \text{cavité sphérique} \end{cases} \qquad [4.22]$$

il est possible de déterminer la variation de volume subie par le bulbe, en fonction de la pression $P$ :

$$\Delta V_b = V_{bf} - V_{bi} \qquad [4.23]$$

En supposant que la variation de volume du bulbe soit uniquement imputable à l'expansion du volume de la résine, on peut déduire le volume de la résine finale, $V_{rf}$, au moyen de la relation suivante :

$$V_{rf} = V_{ri} + \Delta V_b \qquad [4.24]$$

En connaissant le volume de résine injecté, il est donc possible de déterminer la relation entre le rapport $V_{rf}/V_{ri}$ et la contrainte de confinement générée dans le sol, égale à la pression dans la cavité $P$.

À titre d'exemple, prenons le cas d'un sable sec, avec les paramètres géotechniques suivants :

- poids par unité de volume du sol, $\gamma_t = 19\ \text{kN/m}^3$;
- module élastique de Young, $E' = 30$ MPa ;
- coefficient de Poisson, $\nu = 0{,}25$ ;
- cohésion effective, $c' = 0$ kPa ;
- angle de frottement maximal, $\varphi_P = 32°$ ;
- angle de frottement à l'état critique, $\varphi_{CV} = 32°$ ;
- angle de dilatance, $\psi = 0°$ :
- degré de surconsolidation, $OCR = 1$.

On souhaite conceptualiser une injection de résine polyuréthane expansive de type Uretek Geoplus® à une profondeur de 3,5 m ; et on suppose la présence d'une surcharge, $q = 10$ kPa, au niveau de la surface naturelle du sol. En outre, on prend pour hypothèse que l'expansion de la résine se produit selon une cavité cylindrique (c'est pourquoi $m = 1$) ayant une hauteur $H = 3$ m ; on suppose un rayon initial du bulbe, $a_0 = 0{,}1$ m. Le volume initial de la résine, $V_{rp}$, est égal à 0,019 m$^3$ (soit l'équivalent d'une masse initiale d'environ 20 kg, pour une porosité du sol $n = 0{,}3$).

La **figure 4.23** représente la loi rhéologique et la relation entre le rapport $V_{rf}/V_{ri}$ et la contrainte de confinement générée dans le sol, calculée d'après la théorie d'expansion des cavités, dans l'hypothèse de petites déformations et de grandes déformations dans la zone plastique.

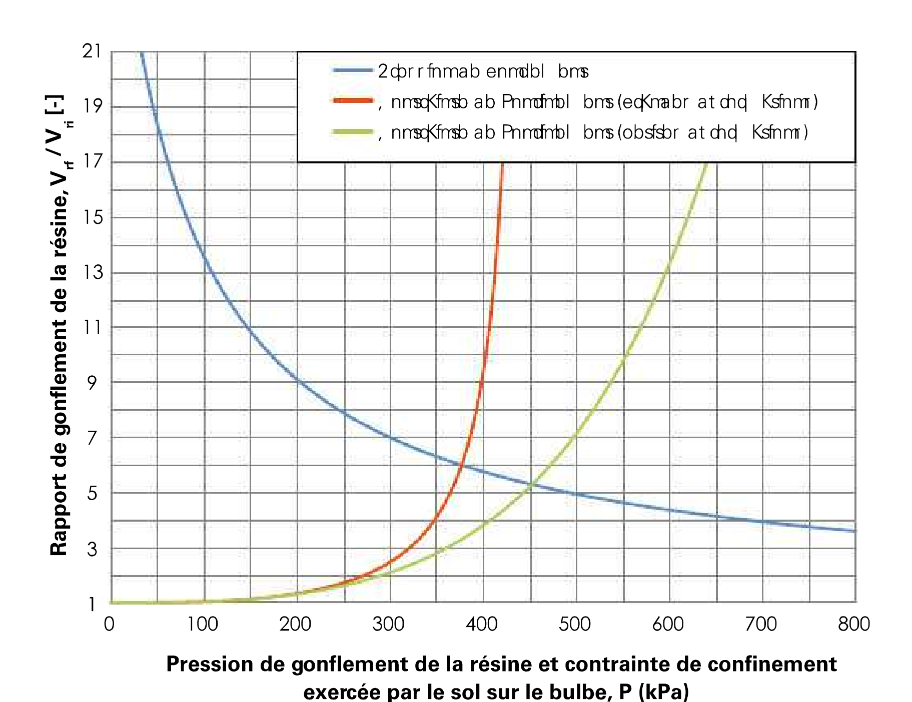



Figure 4.23 Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne bleue) et de la contrainte de confinement du sol, dans l'hypothèse de petites déformations (ligne verte) et de grandes déformations (ligne rouge).

Comme on peut le voir sur la **figure 4.23** en correspondance avec les valeurs du rapport $V_{rf}/V_{ri}$ légèrement supérieures à 1, la pression de gonflement est très élevée, tandis que la contrainte de confinement est proche de la contrainte géostatique horizontale. Il est, par conséquent, possible de déterminer un état de non-équilibre qui détermine la déformation ultérieure du bulbe, avec pour corollaire une augmentation du rapport $V_{rf}/V_{ri}$. Le point d'intersection entre les deux courbes correspond au point d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte de confinement exercée par le sol autour du bulbe. La valeur de pression correspondante est, par conséquent, la valeur d'équilibre final.

Le point d'intersection entre les deux courbes est obtenu au niveau d'une pression d'équilibre, $P \cong 450$ kPa, ce qui correspond à un rapport $V_{rf}/V_{ri} \cong 5{,}3$, dans le cas de petites déformations.

Dans le cas de grandes déformations dans la zone plastique, on obtient $P \cong 375$ kPa, ce qui correspond à un rapport $V_{rf}/V_{ri} \cong 6$.

Il convient de noter que, si l'on néglige l'hypothèse des grandes déformations dans la zone plastique, on a tendance à surestimer la pression d'équilibre et à sous-estimer le taux de gonflement.

## 3.3. Variation de l'état de contraintes dans le sol

Après avoir déterminé la valeur de la pression d'équilibre au moyen de la procédure décrite dans le paragraphe précédent, il est possible, avec la théorie de la cavité en expansion, d'évaluer la modification de l'état de contraintes induit dans le sol entourant le bulbe.

L'état de contraintes dans le domaine élastique extérieur au rayon plastique (c'est-à-dire pour $r > b$, où $b$ est le rayon plastique) peut être exprimé au moyen des relations suivantes :

$$\sigma_r = P_0 + \left[\frac{m \cdot \left(Y + (N-1) \cdot P_0\right)}{m+N} \cdot b^{1+m}\right] \cdot r^{-(1+m)} \qquad [4.25]$$

$$\sigma_\theta = P_0 - \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{m \cdot \left(Y + (N-1) \cdot P_0\right)}{m+N} \cdot b^{1+m}\right] \cdot r^{-(1+m)} \qquad [4.26]$$

Dans la région de plastification (c'est-à-dire $r < b$), la contrainte radiale et la contrainte tangentielle peuvent être calculées avec les équations suivantes :

$$\sigma_r = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot \left[Y + (N-1) \cdot P_0\right]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m \cdot (N-1)]}{N}} \cdot r^{\frac{-[m \cdot (N-1)]}{N}} \qquad [4.27]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Y}{N-1} + \frac{\frac{(1+m) \cdot N \cdot \left[Y + (N-1) \cdot P_0\right]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}}}{N} \cdot r^{\frac{-[m \cdot (N-1)]}{N}} \qquad [4.28]$$

Dans l'hypothèse de petites déformations, le rayon plastique, $b$, est obtenu avec l'équation suivante :

$$\frac{b}{a_0} = R^{\frac{N}{m \cdot (N-1)}} \qquad [4.29]$$

Dans le cas où l'on prend pour hypothèse de grandes déformations dans la zone plastique, $b$ est donné par :

$$\frac{b}{a} = R^{\frac{N}{m(N-1)}} \qquad [4.30]$$

où $a$ est le rayon du bulbe après que l'expansion a eu lieu.

À partir de la détermination de la pression d'équilibre, $P$, il est possible, par conséquent, d'évaluer la modification de l'état de contraintes dans le sol. Dans le cas de la cavité cylindrique, l'augmentation de la contrainte verticale, $\Delta\sigma_v$, peut être finalement évaluée d'après la relation élastique :

$$\Delta\sigma_v = \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \qquad [4.31]$$

## 3.4. Variation de l'état de déformation du sol

L'expansion du bulbe provoque, en plus de l'augmentation de la contrainte moyenne, une déformation volumétrique positive (c'est-à-dire de compression) à l'intérieur de la zone plastique. L'évaluation de cette déformation peut être réalisée de manière analytique, en se référant uniquement à l'hypothèse de petites déformations. Dans ce cas, la déformation volumétrique $\varepsilon_v$ est égale à :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + m \cdot \varepsilon_\theta \qquad [4.32]$$

où :

- $\varepsilon_r$ = déformation radiale, donnée par :

$$\varepsilon_r = \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m}\right] \cdot m \cdot M \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{1+\frac{m}{M}} - \qquad [4.33]$$

$$\frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \cdot \left[1 - \frac{m \cdot (N-1)}{N}\right] \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{\frac{m(N-1)}{N}}$$

- $\varepsilon_\theta$ = déformation tangentielle, donnée par :

$$\varepsilon_\theta = -\left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m}\right] \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{1+\frac{m}{M}} \qquad [4.34]$$

$$- \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{\frac{m \cdot (N-1)}{N}}$$

En se servant des formules [4.32] à [4.34], il est possible d'évaluer la diminution de volume qui se produit à l'intérieur de la zone plastique pour une valeur de pression de la cavité expansée égale à la pression d'équilibre. À partir de ce résultat, on peut déterminer l'augmentation de la densité relative, $D_r$, déterminée par l'expansion du bulbe.

La densité relative est fonction de l'indice des vides selon la relation suivante :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \qquad [4.35]$$

et où $e_{min}$ et $e_{max}$ représentent respectivement les indices minimum et maximum des vides du sol. La variation de l'indice des vides peut être corrélée à la déformation volumétrique, $\varepsilon_v$, au moyen de la relation suivante :

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad [4.36]$$

Étant donné que la variation de la densité relative, $\Delta D_r$, peut être corrélée à la variation de l'indice des vides, $\Delta e$, au moyen de la relation suivante :

$$\Delta D_r = -\frac{\Delta e}{e_{max} - e_{min}} \quad [4.37]$$

on obtient :

$$\Delta D_r = \frac{\varepsilon_v \cdot (1 + e_0)}{e_{max} - e_{min}} \quad [4.38]$$

où $e_0$ est l'indice des vides initial.

# 4. Modèles théoriques pour sols à grains fins

Le processus d'expansion des résines polyuréthanes injectées ponctuellement dans des sols à grains fins (sables fins, limons et argiles) se prête à être classé théoriquement suivant l'approche de la théorie de la fracturation dans un milieu élasto-plastique, dans des conditions non drainées. Le processus de fracture apparaît lorsque la résine, en ne parvenant pas à pénétrer dans les pores du sol, développe une pression de gonflement très élevée au cours de la phase d'injection.

Les résines Uretek se propagent à l'intérieur des fractures préexistantes dans le sol et dans celles générées par l'expansion des résines proprement dites lors de l'injection.

L'étude de la propagation des fractures dans le sol est d'une complexité considérable, assortie de difficultés de prévision, parce qu'elle est conditionnée par la présence d'un manque d'homogénéité dans le sol. On peut seulement émettre l'hypothèse que la résine injectée pénètre dans les microfissures qui se sont formées au niveau des zones où se concentrent les déformations de cisaillement (bandes de cisaillement), ce qui provoque leur propagation dans le sol.

## 4.1. Critères d'apparition du phénomène de fracturation

Dans un sol cohésif, l'injection de résines expansives Uretek provoque la formation de fractures dans le matériau. Le premier résultat évaluable en théorie est l'ampleur de la pression de gonflement que produit l'apparition du processus de fracturation. Cette pression est appelée « pression de fracturation », $P_f$.

Du point de vue macroscopique, le déclenchement d'une fracture peut être attribué à des mécanismes de rupture en traction ou en cisaillement (**figure 4.24**).

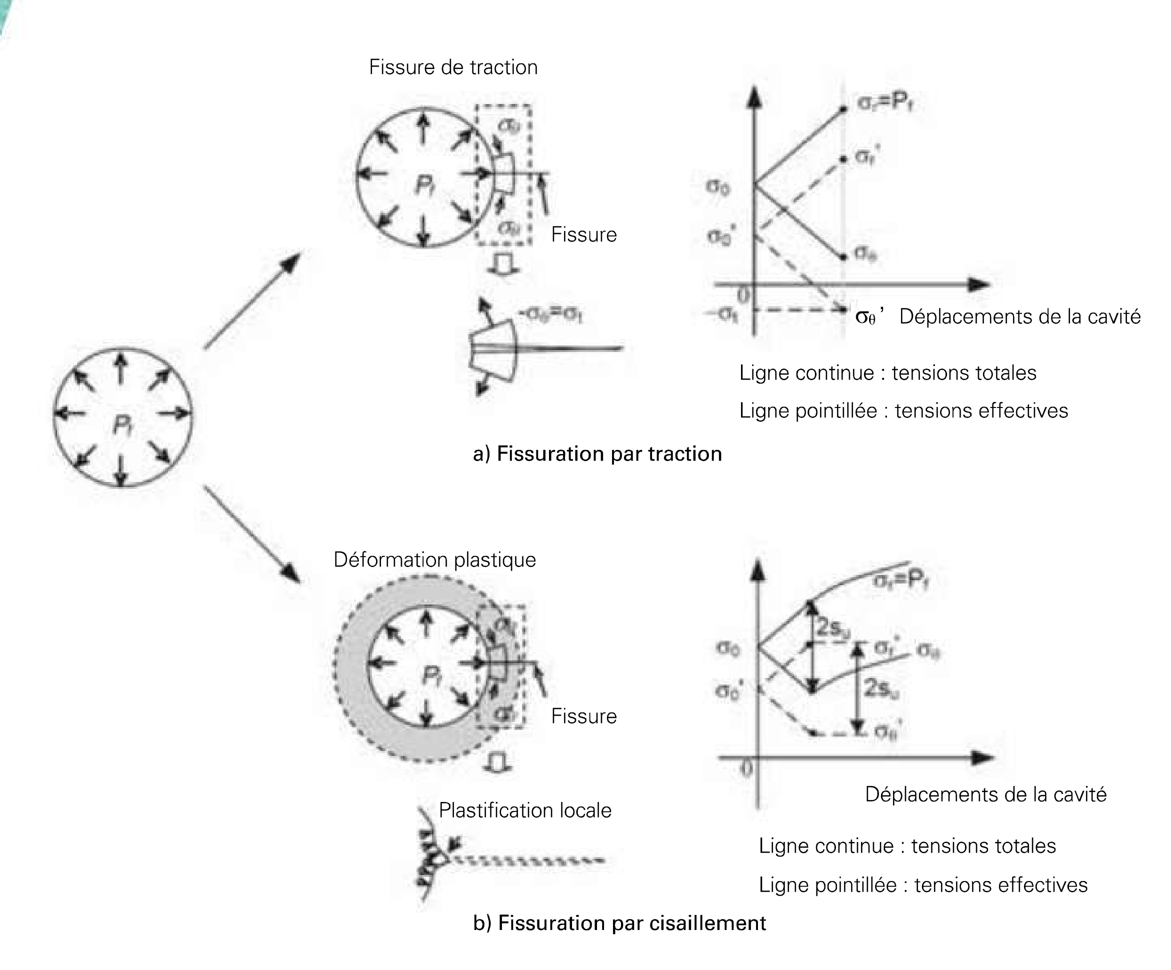



Figure 4.24 Fracturation du sol provoquée par l'injection d'un fluide sous pression dans une cavité : (a) rupture en traction dans des conditions non drainées et (b) rupture imputable à la résistance au cisaillement dans des conditions non drainées (modifié par Mitchell & Soga, 2005).

La rupture en traction se produit quand la contrainte efficace inférieure s'annule ou est égale à la résistance à la traction du matériau, $\sigma'_t$ quand elle est différente de zéro.

Dans le cas d'une cavité sphérique ou cylindrique, cette rupture se produit dans des conditions élastiques, parce que la contrainte tangentielle efficace, σ'θ, diminue avec l'augmentation de la déformation radiale de la cavité, jusqu'à ce que soit atteinte la résistance à la traction du sol (**figure 4.24a**).

La fracturation est, au contraire, générée par la rupture en cisaillement quand, avant même que la contrainte tangentielle atteigne la valeur de la résistance à la traction, la rupture en cisaillement (**figure 4.24b**) est déterminée.

D'après les indications de Mitchell & Soga (2005), à partir des lois d'élasticité linéaire, on arrive à l'expression analytique suivante concernant la pression de fracturation selon le mécanisme de rupture en traction :

$$P_{f_traction} = (1+m)\cdot\sigma_{3\,i} - m\cdot u_0 + m\cdot\sigma'_t \qquad [4.39]$$

où :

- $P_{f_traction}$ = pression à l'intérieur de la cavité qui conduit à la fracturation en traction du sol ;
- $m$ = coefficient géométrique étant supposé égal à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égal à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

- $\sigma_{3i}$ = contrainte principale totale inférieure à l'état initial;
- $u_0$ = pression interstitielle initiale en conditions hydrostatiques;
- $\sigma'_t$ = résistance à la traction du sol.

Cette équation donne une relation linéaire entre la pression de confinement et la pression de fracturation, avec un coefficient de proportionnalité égal à deux dans le cas d'une cavité cylindrique et égal à trois dans le cas d'une cavité sphérique.

Dans le cas d'un mécanisme de fracturation en cisaillement, le procédé peut être déclenché par la formation de microfissures locales sur le contour de la cavité en expansion. La résine peut s'infiltrer dans les fractures et engendrer des efforts de traction aux extrémités de la fracture proprement dite (**figure 4.24b**). Dans l'hypothèse où le critère d'analyse du début de la fracturation correspond à la déformation plastique initiale de la paroi d'une cavité cylindrique en expansion, on peut obtenir la relation suivante rapportée à la pression de fracturation pour le mécanisme de rupture en cisaillement :

$$P_{f_cisaillement} = \frac{2mc_u}{m+1} + \sigma_{3i} \qquad [4.40]$$

où :

- $P_{f_cisaillement}$ = pression à l'intérieur de la cavité qui conduit à la fracturation en cisaillement du sol, correspondant à la pression d'avant la plastification ;
- $c_u$ = cohésion en condition non drainée du sol.

L'équation [4.40], à la différence de l'équation [4.39], implique une relation entre la pression de confinement et la pression de fracturation linéaire avec un coefficient de proportionnalité unitaire, dans le cas d'une cavité cylindrique, et égal à 4/3 dans le cas d'une cavité sphérique.

Dans la région de plastification, il est possible d'avoir, localement, une concentration de déformations de cisaillement et que, par conséquent, des microfissures apparaissent dans le matériau. Dans ces conditions, il est raisonnable de supposer que les injections de résine Uretek provoquent l'ouverture des microfractures et favorisent leur propagation dans le sol traité.

Les expressions analytiques [4.39] et [4.40] permettent d'établir, en première approximation, si la fracturation aux alentours de la cavité est une fracturation en traction ou en cisaillement.

Du point de vue théorique, il est possible d'établir, en première approximation, les conditions de contrainte dans lesquelles le système de fracturation se révèle sub-vertical ou sub-horizontal. La fracturation se produit en direction sub-verticale si les contraintes horizontales, $\sigma'_{h0}$, sont inférieures aux contraintes verticales effectives, $\sigma'_{v0}$, dans des conditions géostatiques, c'est-à-dire si le coefficient de pression des terres au repos $K_0 < 1$. En situation inverse, c'est-à-dire si $K_0 > 1$, le système de fracturation est sub-horizontal.

L'extension, la fréquence et l'ouverture des fractures sont difficiles à prédire, d'un point de vue théorique, parce qu'elles dépendent de la présence de microdéfauts et de fissures dans le sol.

## 4.2. Critères de propagation des fractures

Si l'injection est réalisée dans le sol de surface, les conditions de diffusion des fractures (par rupture en traction ou en cisaillement) sont facilement vérifiées. Dans ce cas, si au point d'injection la contrainte horizontale est inférieure à la contrainte verticale ($K_0 < 1$), il se forme une fracture sub-verticale; inversement, si la contrainte horizontale est supérieure à la contrainte verticale ($K_0 > 1$), il se forme une fracture sub-horizontale.

Les fractures, en première approximation, peuvent prendre la forme d'une pièce de monnaie (« *penny-shaped fracture* », en anglais). Cette typologie de fractures a été étudiée en théorie par Sneddon & Lowengrub (1969), qui ont obtenu des résultats utiles pour l'évaluation de leur longueur et de leur ouverture.

La longueur de la fracture dépend, fondamentalement, de critères énergétiques (Griffith, 1920) ou mécaniques (Irwin, 1948). Ces critères sont difficilement applicables en présence de matériaux non homogènes comme les sols qui présentent des propriétés physiques et mécaniques variables. En se référant au critère énergétique de Griffith, la demi-longueur de la fracture, $L$, peut être associée à la pression interne, $P$, au moyen d'une relation qui est fonction de l'énergie de surface du matériau, $G_s$ (Sneddon & Lowengrub, 1969) :

$$L = \frac{\pi \cdot E \cdot G_s}{2 \cdot (1 - \nu) \cdot P} \quad [4.41]$$

où $E$ est le module de rigidité du matériau.

En variante, en adoptant le critère mécanique d'Irwin, la demi-longueur $L$ est égale à :

$$L = \frac{\pi \cdot K_{Ic}^2}{4 \cdot P^2} \quad [4.42]$$

où $K_{Ic}$ représente la ténacité à la fracture (en anglais, « *fracture toughness* »), dont la valeur est fonction de la résistance mécanique du matériau.

Les relations [4.41] et [4.42] sont équivalentes, parce qu'il peut être démontré que

$$G_s = \frac{1}{2} \frac{(1 - \nu)}{E} K_{Ic}^2 \quad [4.43]$$

Dans le cas des sols, il existe peu de données de la littérature concernant les valeurs de l'énergie de surface, $G_s$, et de la ténacité à la fracture, $K_{Ic}$, dans les sols. Ces paramètres restent donc très incertains et difficiles à déterminer. Fang (1994) rapporte les résultats d'une série d'essais effectués sur des échantillons d'argile compactée afin de déterminer la ténacité à la fracture. Dans ces essais, pour des sols différents de par leur teneur en eau et leurs degrés de compactage, la ténacité à la fracture a toujours été supérieure à $0.08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{m}$. Dans tous les cas, ces données à elles seules ne sont pas suffisantes pour tirer des conclusions sur les valeurs pouvant être atteintes dans tous les sols. Il s'ensuit que la détermination de la longueur des fractures est très incertaine et évaluable uniquement en se fondant sur les résultats des essais sur le terrain dans lesquels sont effectuées des excavations appropriées afin de reconstruire la géométrie de la propagation de la résine.

Après avoir fixé la longueur de la fracture, il est possible d'identifier la pression d'équilibre au moyen des relations fournies par Sneddon & Lowengrub (1969) pour le calcul de l'ouverture de la fracture, en fonction de la pression interne $P$ dans un milieu purement élastique. En particulier, le rapport de gonflement est égal à :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \begin{cases} 1 & \text{si } P \le \sigma_{3i} \\ 1 + \dfrac{\pi}{V_{ri}}\left[\dfrac{16\cdot(1-\nu^2)\cdot L^3}{3\cdot E}(P-\sigma_{3i})\right] & \text{si } P > \sigma_{3i} \end{cases} \qquad [4.44]$$

En condition non drainée, on suppose que $\nu = 0{,}5$ et $E = E_u$, où $E_u$ est le module de rigidité en condition non drainée.

À partir de l'intersection entre la relation [4.44] et la loi rhéologique [4.6], il est possible de déterminer la pression d'équilibre pour une demi-longueur spécifique de la fracture.

Par exemple, supposons que l'on fasse une injection à une profondeur de 3,5 m dans une argile saturée, caractérisée par les paramètres physiques et mécaniques suivants :

- $\gamma = 18{,}5$ kN/m$^3$ ;
- $\varphi = 25°$ ;
- $OCR = 1$ ;
- $E_U = 1$ MPa.

La contrainte verticale est égale à 64,75 kPa. S'agissant d'argile normalement consolidée, le coefficient de pression des terres au repos peut être calculé au moyen de la relation suivante :

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \qquad [4.45]$$

ce qui donne $K_0 = 0{,}577$.

Étant donné que la valeur de $K_0$ est inférieure à l'unité, on peut s'attendre à la formation d'une fracture sub-verticale. En supposant une demi-longueur de la fracture égale à 0,25 m, on obtient le résultat de la **figure 4.25**.

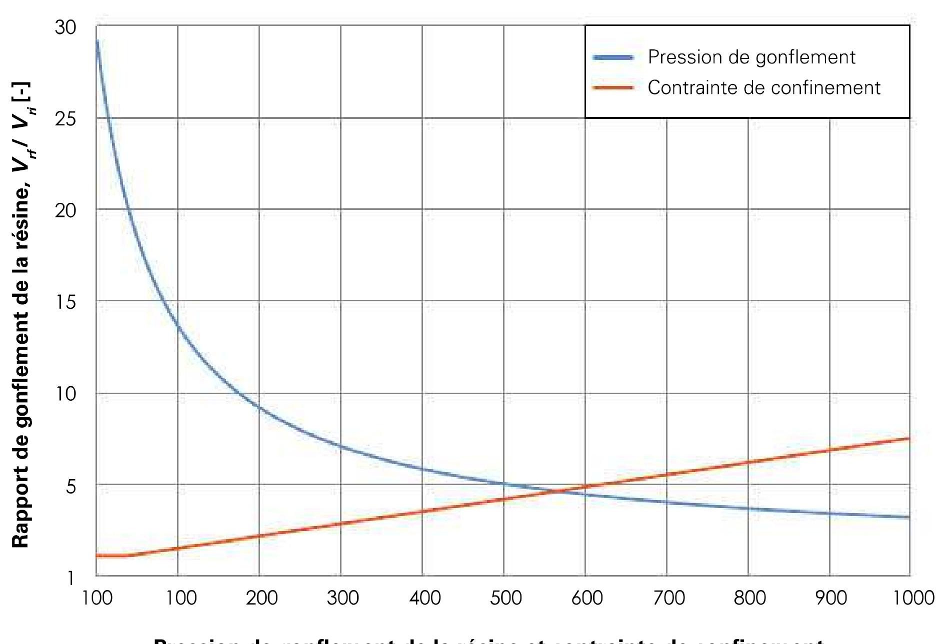



Figure 4.25 Rapport de gonflement de la résine, en fonction de la pression de gonflement (ligne bleue) et de la contrainte de confinement exercée par le sol environnant (ligne rouge).

La pression d'équilibre est d'environ 570 kPa. En supposant par exemple :

$$K_{IC} = 0,08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{m}$$

on obtient à partir de l'équation [4.42] une pression critique, associée à la demi-longueur de la fracture $L = 0,25$ m, soit :

$$P = \frac{K_{Ic}}{2}\sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_{h0} = 179 \text{ kPa} \qquad [4.46]$$

Dans ce cas, ou pour $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{m}$ , les résultats ne sont pas concluants. Il convient, par conséquent, de prendre pour hypothèse une plus grande longueur de la fracture, pour rechercher la correspondance entre la pression d'équilibre et la pression critique. Si l'on suppose une demi-longueur de la fracture $L = 0,67$, on arrive au résultat de la **figure 4.26**.

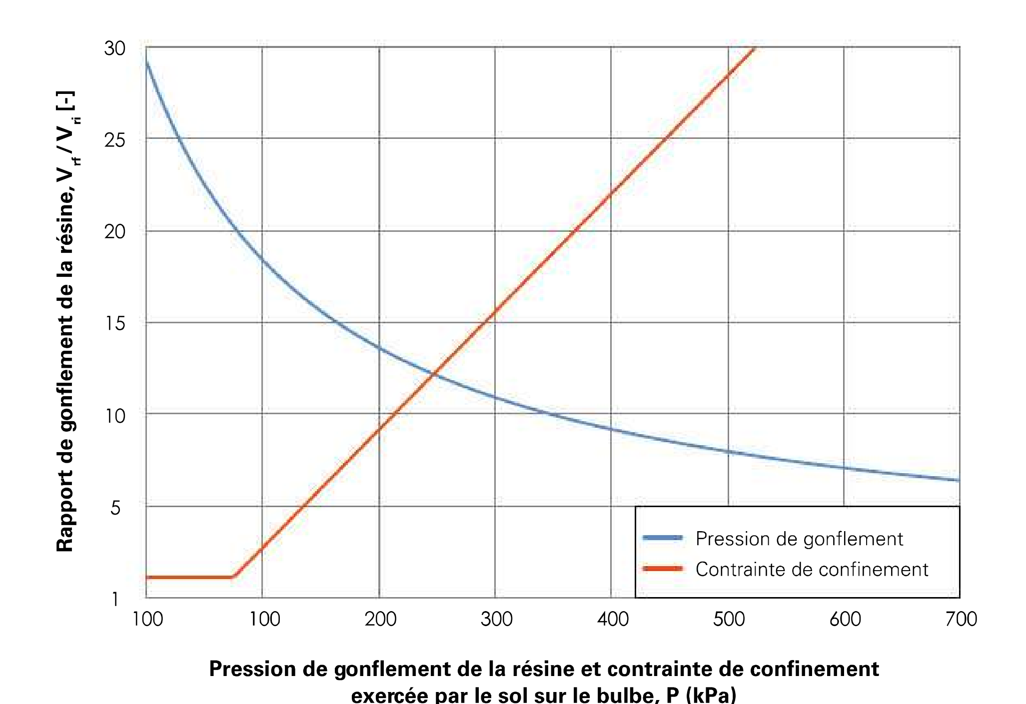



Figure 4.26 Rapport de gonflement de la résine, en fonction de la pression de gonflement (ligne bleue) et de la contrainte de confinement exercée par le sol environnant (ligne rouge).

La pression d'équilibre est, dans ce cas, d'environ 124 kPa. Pour $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{m}$ , on obtient une pression critique égale à :

$$P = \frac{K_{Ic}}{2}\sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_{h0} = 124 \text{ kPa} \qquad [4.47]$$

On peut donc en conclure que pour l'argile considérée, en supposant une ténacité à la fracture $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{m}$, la demi-longueur $L = 0,67$ correspond à la valeur exacte, permettant la congruence de la pression critique dérivée du critère d'Irwin avec la pression d'équilibre.

## 4.3. Soulèvements induits par des injections de résine

Pour produire le soulèvement du niveau de la surface naturelle du sol et des éventuelles superstructures qui se trouvent au-dessus du niveau des injections, il convient de déterminer la formation de fractures sub-horizontales. Même dans les sols caractérisés par des valeurs de coefficient de pression des terres au repos, $K_0$, inférieures à l'unité, la formation initiale de fractures sub-verticales suivie de leur ouverture produit, localement, une inversion des contraintes principales, qui permet la formation ultérieure des fractures sub-horizontales (**figure 4.27**).

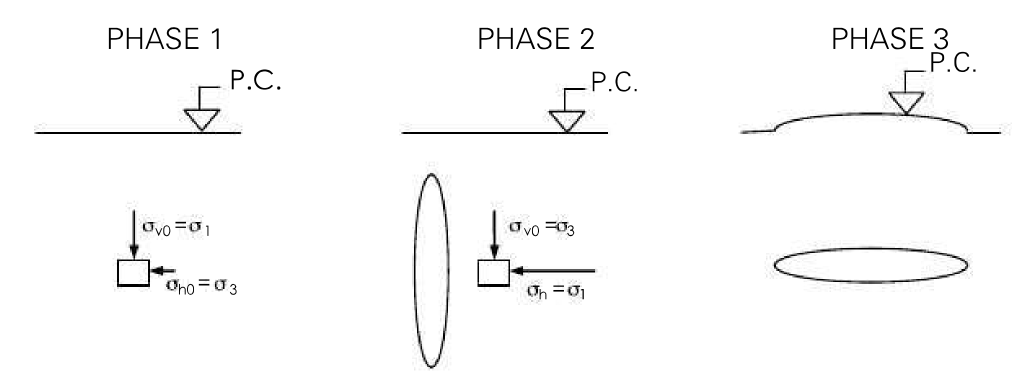



Figure 4.27 Formation de fractures sub-horizontales dans les sols ayant un coefficient de pression des terres au repos $K_0$ < 1 (phase 1) : l'ouverture d'une fracture verticale provoque l'augmentation des contraintes horizontales, entraînant une rotation des directions principales (phase 2) ; l'exécution ultérieure d'une nouvelle injection détermine la formation d'une fracture sub-horizontale, dont l'ouverture produit le soulèvement du niveau de la surface naturelle du sol.

À proximité du point d'injection, l'ouverture d'une fracture verticale produit une augmentation de la contrainte horizontale du sol, égale à la pression d'équilibre nette.

Si l'on prend pour référence le dernier exemple du paragraphe précédent, les contraintes géostatiques valent :

- $\sigma_{v0} = 65$ kPa ;
- $\sigma_{h0} = 37$ kPa.

La pression d'équilibre nette est égale à :

$$P - \sigma_{h0} = 124 - 37 = 87 \text{ kPa}.$$

Il s'ensuit qu'à proximité du point d'injection, la contrainte horizontale est égale à la pression d'équilibre, ou :

$$\sigma_h = P = 124 \text{ kPa} > \sigma_{v0}.$$

Les prévisions quant à la longueur de la fracture horizontale peuvent être déterminées avec les mêmes critères que ceux décrits précédemment, ou en recherchant l'état d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte de confinement (dans ce cas, verticale) générée dans le sol.

L'ampleur des soulèvements, si l'on omet la compression de la couche de sol au-dessus du point d'injection, peut être estimée, dans un premier temps, au moyen de la formule établie par Sneddon & Lowengrub (1969) pour le calcul de l'ouverture de la fracture :

$$w(x) = \frac{4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot P \cdot \sqrt{L^2 - x^2}}{\pi \cdot E} \qquad [4.48]$$

où :

- $x$ = distance à partir du point d'injection.

Le déplacement maximal est obtenu au niveau du point d'injection, ou pour $x = 0$.

Pour l'application de l'équation [4.48], les incertitudes liées à l'identification de la demi-longueur $L$ de la fracture sont confirmées. En outre, en fournissant une estimation pour une telle grandeur, le recours aux solutions d'analyse ne permet pas de tenir compte de la géométrie réelle du problème. De ce point de vue, les solutions numériques permettent d'obtenir des résultats plus précis et plus exacts.

# 5. Conclusion

Les injections de résines expansives polyuréthanes sont différentes des autres types d'injections, dans la mesure où elles sont à même de développer spontanément une pression de gonflement élevée, qui atteint un état d'équilibre avec la contrainte de confinement exercée par le sol environnant.

Dans les sols à grains grossiers, les injections entraînent la formation d'un bulbe de sol traité, dont le gonflement détermine la compaction et la densification du sol environnant. En outre, le bulbe proprement dit constitue un élément de renfort, susceptible de faire augmenter la résistance au cisaillement et la rigidité du sol traité.

La mise en place de conditions non drainées provoque, en revanche, la formation de fractures dans les sols à grains fins. L'ouverture des formations horizontales peut être exploitée pour compenser les affaissements complets et/ou différentiels des fondations superficielles. En outre, le sol est d'autant plus densifié que le réseau des injections effectuées est dense. Puisque la dissipation des surpressions interstitielles, au fil du temps, produit une modification de l'état de contraintes, il convient de tenir compte, dans ces cas, de la nécessité éventuelle de procéder à des injections répétées pour atteindre les objectifs fixés. Une évaluation de la variation des élévations induites par la dissipation des pressions interstitielles ainsi que de la durée du processus de consolidation ne peut se fonder sur des modèles analytiques simplifiés, tels que ceux décrits dans le présent chapitre. Le chapitre 5 ci-après présente un exemple d'analyse numérique aux éléments finis concernant le processus de fracturation d'un sol argileux, dans lequel sont déterminées les surpressions interstitielles qui se forment au cours du processus d'expansion de la résine, ainsi que les déplacements induits par leur dissipation. Ce n'est que par une analyse numérique aux éléments finis qu'il est possible d'évaluer avec précision le processus de consolidation et les déplacements qu'il produit.




# Modèles numériques

## 1. Introduction

Ce chapitre décrit certaines analyses effectuées au moyen du logiciel Plaxis 2D afin de simuler les effets induits dans le sol par des injections localisées de résines expansives.

Les analyses effectuées peuvent être considérées comme des références, par exemple, pour la modélisation aux éléments finis des interventions effectuées au moyen d'injections de résines polyuréthanes afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol (*compaction grouting*, ou injection solide) ou de reprendre en sous-œuvre des tassements excessifs de fondations superficielles (*compensation grouting*, ou injection de compensation).

Le logiciel Plaxis 2D est un logiciel de calcul aux éléments finis à deux dimensions, permettant de simuler le comportement du sol en fonction des variations de l'état de contraintes et de déformations en différents points du sol et dans les éventuels éléments de structure avec lesquels il interagit. Il s'utilise habituellement pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité dans le cadre de multiples applications géotechniques et permet de simuler des situations réelles se rapportant à des déformations planes (*plane strain*) ou à des déformations axisymétriques (*axisymmetric*).

Le comportement mécanique du sol peut être simulé au moyen des modèles de comportement suivants :

- Modèle linéaire élastique – Simule le comportement d'un milieu élastique linéaire isotrope. Ce modèle implique de définir deux paramètres de déformabilité dans le domaine élastique : le module d'Young ($E'$) et le coefficient de Poisson ($\nu'$).
- Modèle de Mohr-Coulomb – Simule le comportement d'un milieu élastique linéaire isotrope parfaitement plastique. En plus des paramètres de déformabilité dans le domaine élastique, $E'$ et $\nu'$, il est nécessaire de définir des paramètres de résistance, à savoir : cohésion effective ($c'$), angle de frottement ($\varphi'$) et angle de dilatance ($\psi$).
- Modèle Jointed-Rock – Simule le comportement d'un milieu élasto-plastique anisotrope le long des plans de discontinuité.
- Modèle Hardening-Soil – Modèle hyperbolique de type élasto-plastique permettant d'examiner les variations de la rigidité du sol en fonction de l'état de contraintes et du degré de consolidation.
- Modèle Hardening-Soil Small – Modèle analogue au modèle Hardening-Soil permettant de différencier le comportement du sol en petites déformations de son comportement en grandes déformations.
- Modèle Cam-Clay modifié – Modèle simplifié adopté pour simuler le comportement des sols cohésifs normalement consolidés.

– Modèle Soft Soil (Cam-Clay) – Modèle permettant de simuler le comportement de sols ou de matériaux très compressibles tels que les argiles normalement consolidées ou la tourbe.
– Modèle Soft Soil Creep – Modèle analogue au modèle Soft Soil permettant d'examiner le comportement visqueux du matériau.

Le logiciel Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs par la méthode des éléments finis, en faisant la distinction entre les analyses de type plastique (*plastic*), les analyses de consolidation (*consolidation*), les analyses de stabilité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance (*phi, c reduction*) et les analyses dynamiques (*dynamic*), en conditions drainées et non drainées.

Le logiciel Plaxis a été utilisé pour simuler les effets liés à l'expansion de la résine polyuréthane dans le sol qui impose une déformation volumétrique au niveau du cluster représentatif de la zone occupée par le volume initial du fluide injecté.

La version du logiciel adoptée pour les analyses réalisées dans le présent document est Plaxis 2D v 8.6.

# 2. Interventions par injection solide

Ainsi qu'il a été mentionné dans les chapitres précédents, les interventions par injection solide sont généralement effectuées dans le but d'augmenter l'état de compaction du sol entourant le ou les points d'injection et, par conséquent, d'améliorer les propriétés mécaniques du matériau.

Dans le présent paragraphe, le logiciel Plaxis 2D a servi à simuler certaines applications possibles de ce type d'interventions, aux fins d'évaluer la capacité du modèle numérique à reproduire les effets induits dans le sol environnant par l'expansion des résines expansives de polyuréthane injectées localement.

## 2.1. Expansion de la cavité sphérique

La première analyse réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D dans le cadre d'interventions par injection solide prévoyait d'effectuer une simulation des effets liés à une injection ponctuelle de résine polyuréthane dans un milieu granulaire homogène isotrope en l'absence de nappe (c'est-à-dire, sable meuble ou légèrement compact). Le comportement mécanique de ce matériau a été mis en œuvre à l'aide du modèle de comportement de Mohr-Coulomb, dont les paramètres caractéristiques supposés dans l'analyse sont présentés dans le **tableau 5.1**.

Tableau 5.1 Paramètres géotechniques attribués dans l'analyse.

| **Matériau** | **Paramètres de déformabilité** | | **Paramètres de résistance** | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | **Module de Young, *E* [MPa]** | **Coefficient de Poisson, ν [-]** | **Cohésion effective, *c* [kPa]** | **Angle de résistance au cisaillement, φ [°]** | **Angle de dilatance, ψ [°]** |
| Sable meuble ou légèrement compact | 30 | 0,25 | 0 | 32 | 0 |

On suppose que le bulbe d'injection, généré du fait de la pénétration de la résine à l'état liquide dans les vides interstitiels entre les grains de sable, est de forme sphérique et a un rayon de 20 cm à compter du point d'injection. La loi de comportement pour un matériau de ce type est la même que celle d'un sable meuble ou légèrement compact (**tableau 5.1**).

Le modèle géométrique de référence, représenté sur la **figure 5.1**, est un modèle axisymétrique et a été créé avec une surface telle qu'il soit possible d'ignorer les « effets de bord » sur les résultats de l'analyse (largeur = 10 m, hauteur = 10 m).

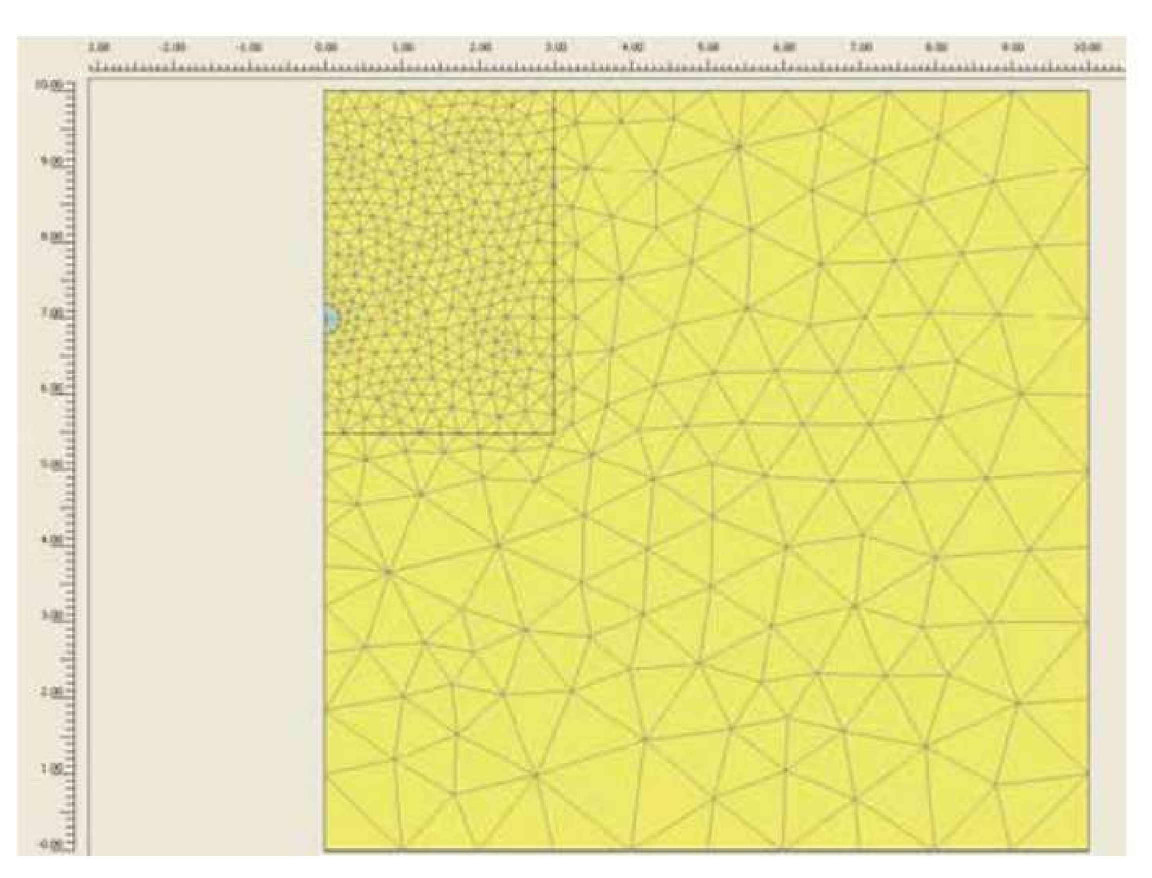


Figure 5.1 Modèle géométrique de référence pour l'analyse.

Le point d'injection de la résine a été localisé à une profondeur de 3 m à partir du niveau de la surface naturelle du sol.

Afin d'évaluer la pression de gonflement caractéristique de la résine, on a d'abord commencé par définir la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine proprement dite. Cette courbe a été obtenue en appliquant au cluster du matériau représentant le bulbe d'injection diverses valeurs de déformation volumétrique, pour chacune desquelles le logiciel de calcul a permis de calculer la valeur de la pression de confinement exercée par la formation sableuse au niveau de la surface de gonflement. À partir de la déformation volumétrique définie par l'utilisateur, il est possible de calculer la variation de volume ($\Delta V$) due à l'expansion de la résine au moyen de la relation suivante :

$$\Delta V = \Delta\varepsilon_v \cdot V_0 \qquad [5.1]$$

où :

- $\Delta\varepsilon_v$ = déformation volumétrique définie par l'utilisateur ;

- $V_0$ = volume initial du cluster représentant le bulbe d'injection :

$$V_0 = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r_0^3 = 0{,}033510 \text{ m}^3 \qquad [5.2]$$

avec :

– $r_0$ = rayon du bulbe d'injection, dans le cas présent supposé égal à 0,2 m.

Le volume initial de la résine injectée ($V_{ri}$) peut être calculé comme suit :

$$V_{ri} = V_0 \cdot n = 0{,}010053 \text{ m}^3 \cong 10 \text{ litres} \qquad [5.3]$$

où :

- $V_0$ = volume initial du cluster représentant le bulbe d'injection ;
- $n$ = porosité totale du sable meuble ou légèrement compact, dans le cas présent supposé égal à 0,3.

Enfin, pour chaque valeur de déformation volumétrique définie par l'utilisateur, il est possible de déduire le volume final de la résine à la suite du processus d'expansion ($V_{rf}$) :

$$V_{rf} = V_{ri} + \Delta V \qquad [5.4]$$

avec :

- $V_{ri}$ = volume initial de résine injectée ;
- $\Delta V$ = variation de volume due à l'expansion de la résine.

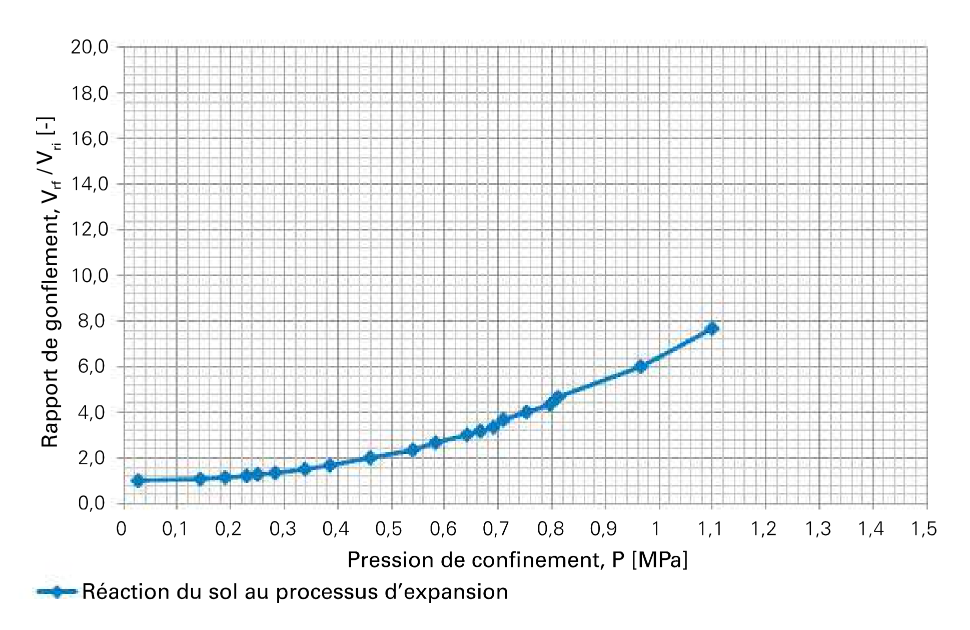



**Figure 5.2 Courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée par le logiciel Plaxis 2D.**

La comparaison du résultat obtenu avec la solution analytique proposée par Carter *et al.* (1986) (**figure 5.3**) montre une correspondance optimale, déterminée par la congruence entre les conditions aux limites adoptées dans les deux solutions. Dans ce cas, les prévisions effectuées au moyen de la solution analytique coïncident avec celles obtenues par l'approche de type numérique aux éléments finis. Cette dernière, toutefois, offre la possibilité d'envisager des géométries plus complexes et des propriétés du sol non homogènes.

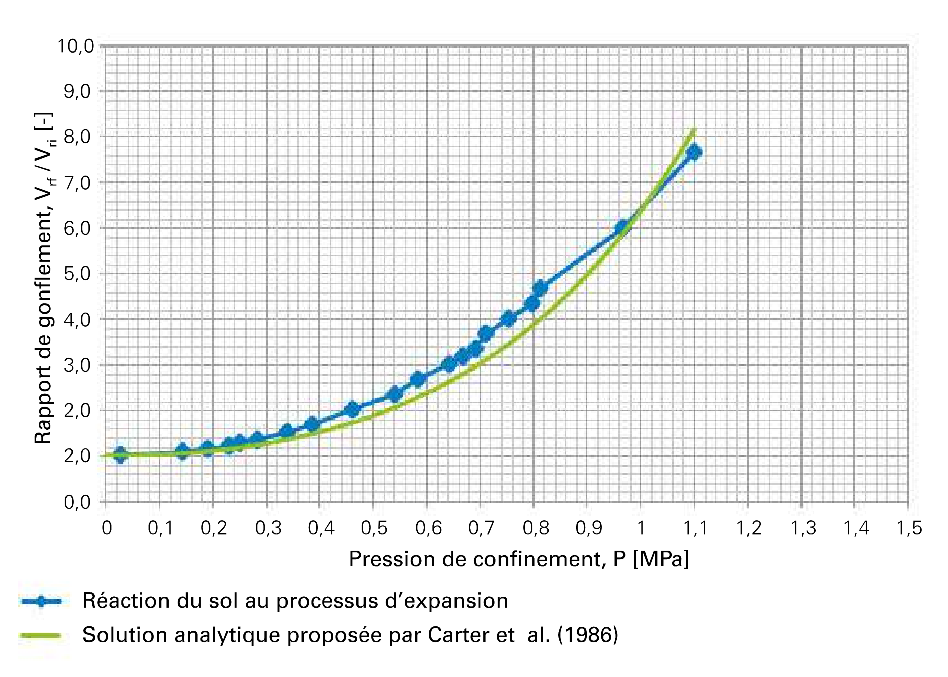



Figure 5.3 Comparaison entre la courbe de réponse du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée par le logiciel Plaxis 2D, et celle définie à partir de la solution analytique proposée par Carter *et al.* (1986).

Une fois connue la réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, il a été possible de définir la pression de gonflement caractéristique de la résine proprement dite pour le traitement étudié ($P_C$), en identifiant le point d'intersection entre la courbe décrite ci-dessus et la rhéologie propre au fluide injecté (**figure 5.4**).

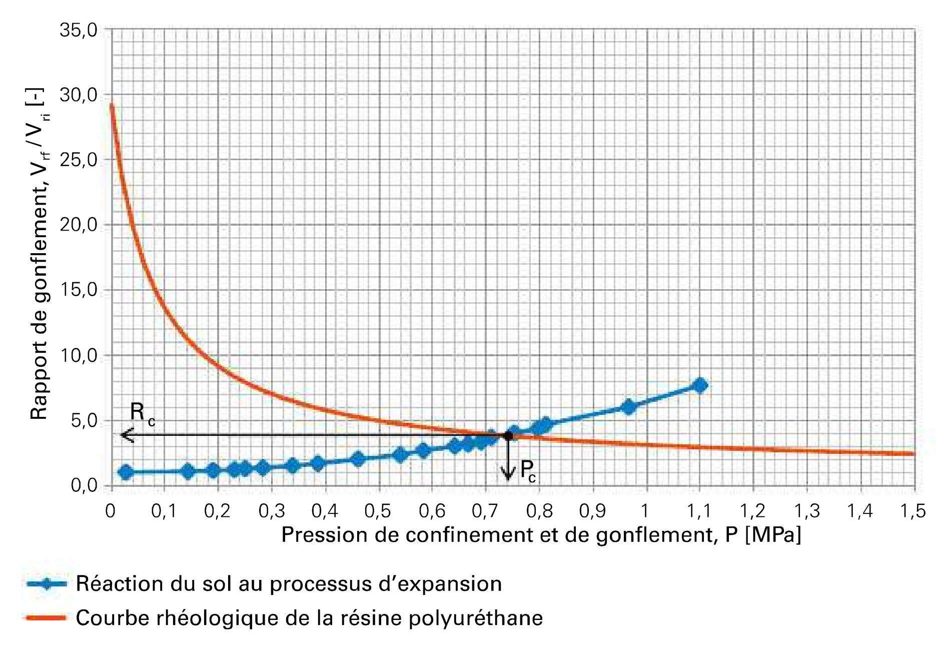



Figure 5.4 Définition de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

À partir de la valeur de $P_C$ obtenue, nous avons procédé à l'évaluation de la déformation volumétrique correspondante à appliquer dans la modélisation numérique afin de calculer les variations de l'état de contraintes et de déformations induites par le processus d'injection et d'expansion dans le sol environnant.

En premier lieu, la loi rhéologique de la résine a permis d'évaluer le rapport de gonflement caractéristique de l'intervention ($R_C$) associé à la pression caractéristique $P_C$ (**figure 5.4**), au moyen duquel on a calculé le volume final de la résine à la suite du processus d'expansion ($V_{rf}$) :

$$R_C = \frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10,5}{0,36 + \frac{1}{0,23} \cdot \ln(1 + P_C)} = 3,83 \quad [5.5]$$

où :

- PC = pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié [MPa], égale à 0,73 MPa.

$$V_{rf} = R_C \cdot V_{ri} = 0{,}038503 \text{ m}^3 \cong 38{,}5 \text{ litres} \quad [5.6]$$

avec :

- $V_{ri}$ = volume initial de résine injectée.

Par la suite, on a calculé la variation de volume de la résine survenue pendant le processus d'expansion ($\Delta V$), à partir de laquelle il a été possible de dériver la valeur de la déformation volumétrique à introduire dans l'analyse numérique ($\Delta\varepsilon_V$) :

$$\Delta V = V_{rf} - V_{ri} = 0{,}028450 \text{ m}^3 \quad [5.7]$$

où :

- $V_{rf}$ = volume final de la résine à la suite du processus d'expansion ;
- $V_{ri}$ = volume initial de résine injectée.

$$\Delta\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} = 84{,}9 \ \% \quad [5.8]$$

avec :

- $V_0$ = volume initial du cluster représentant le bulbe d'injection.

Les **figures 5.5** à **5.10** présentent les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique mise en œuvre à l'aide du logiciel Plaxis 2D, lesquels mettent en évidence les déplacements totaux subis par le sol entourant le bulbe d'injection de la résine du fait du processus d'expansion, les variations de l'état de contraintes et les limites de la formation sablonneuse satisfaisant aux conditions de plastification.

En ce qui concerne les déplacements totaux, on constate qu'ils se produisent principalement dans la direction radiale par rapport au point d'injection et affectent la formation sablonneuse jusqu'à une distance maximale d'environ 1 m par rapport au point d'injection proprement dit. Le déplacement total maximal mesuré se situe au niveau du périmètre extérieur du bulbe d'injection, et est égal à 59,8 mm. Il est important d'observer que la géométrie du modèle influence considérablement les résultats obtenus. En effet, les déplacements induits montrent que le traitement a une plus grande influence sur la partie du sol située au-dessus du point d'injection, en raison de la présence de contraintes de confinement inférieures à celles qui agissent sur le matériau situé à des profondeurs plus importantes.

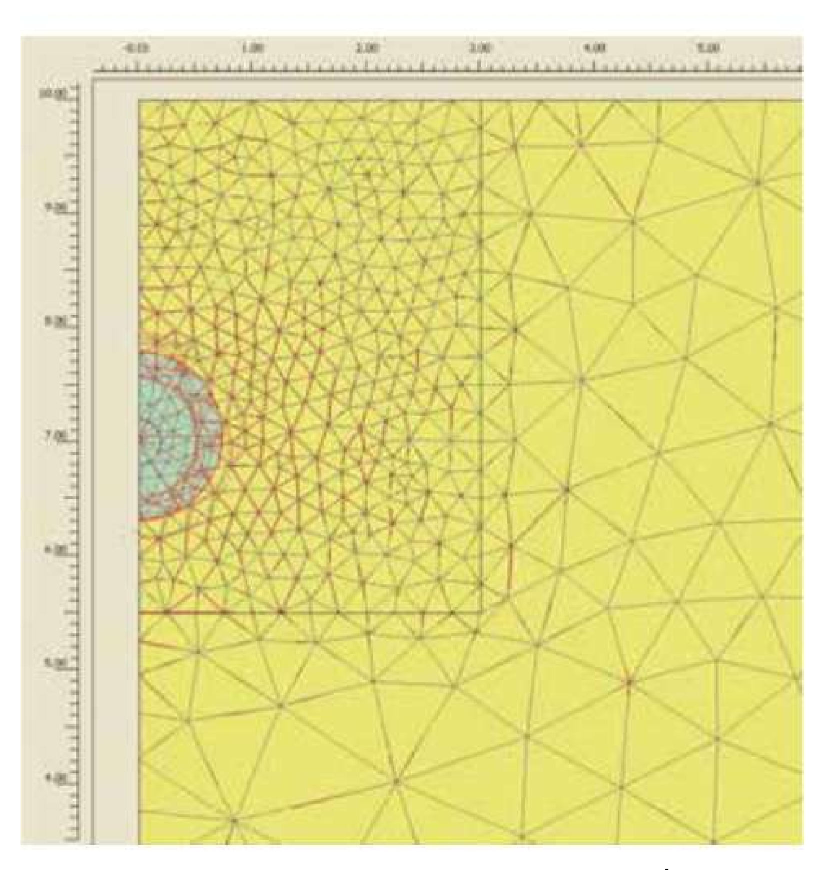


Figure 5.5 Déplacements totaux du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

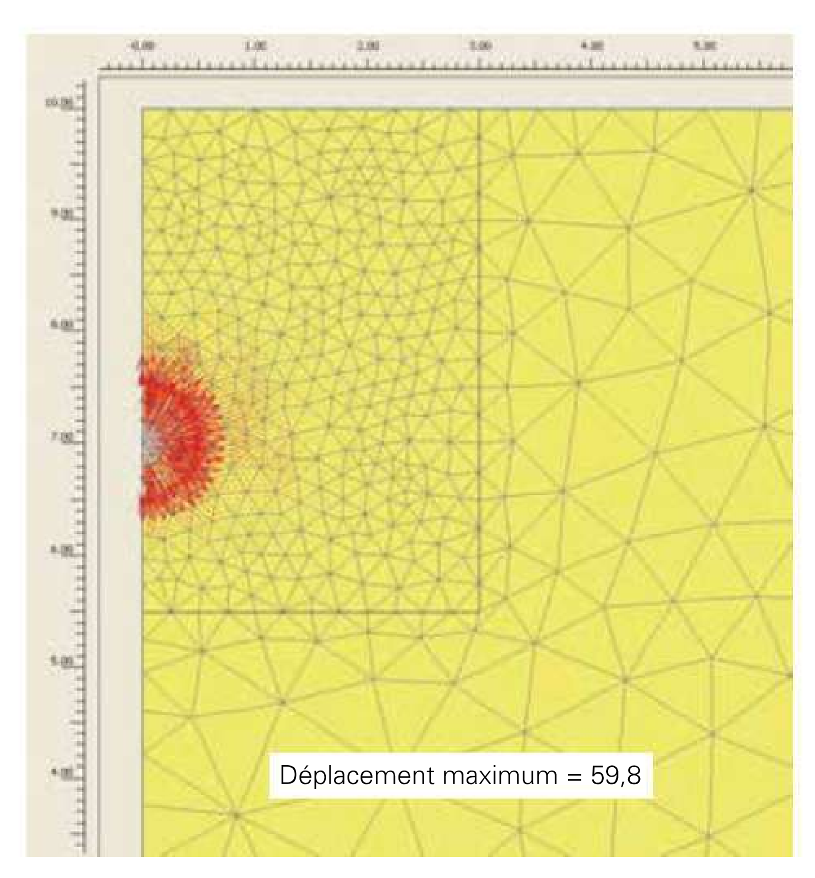



Figure 5.6 Déplacements totaux du sol (*arrows*, « flèches »).

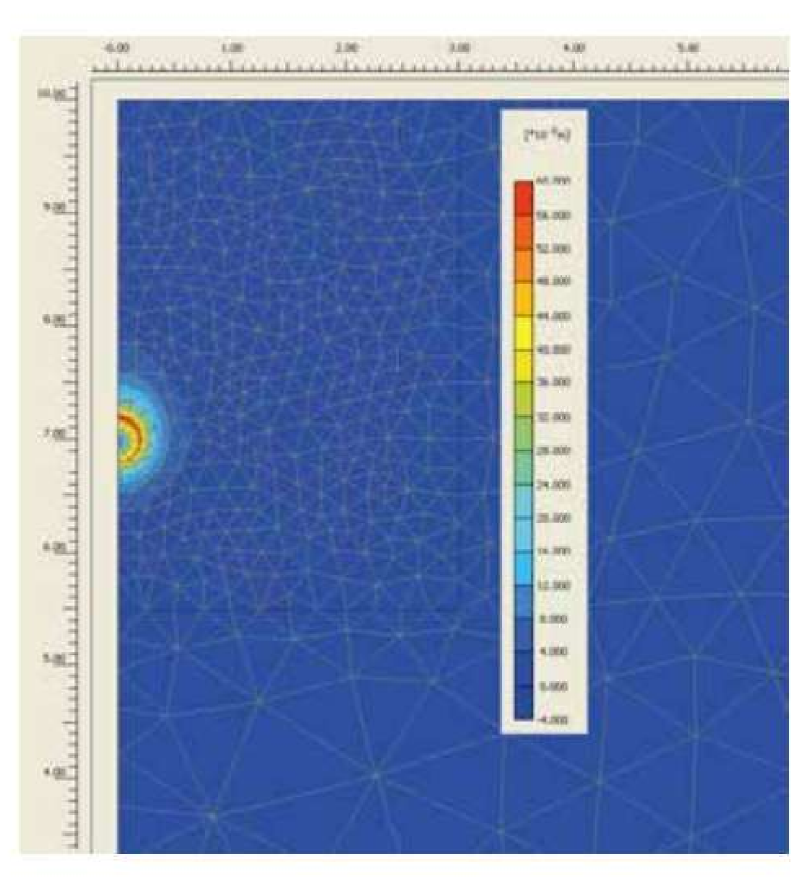


Figure 5.7 Déplacements totaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

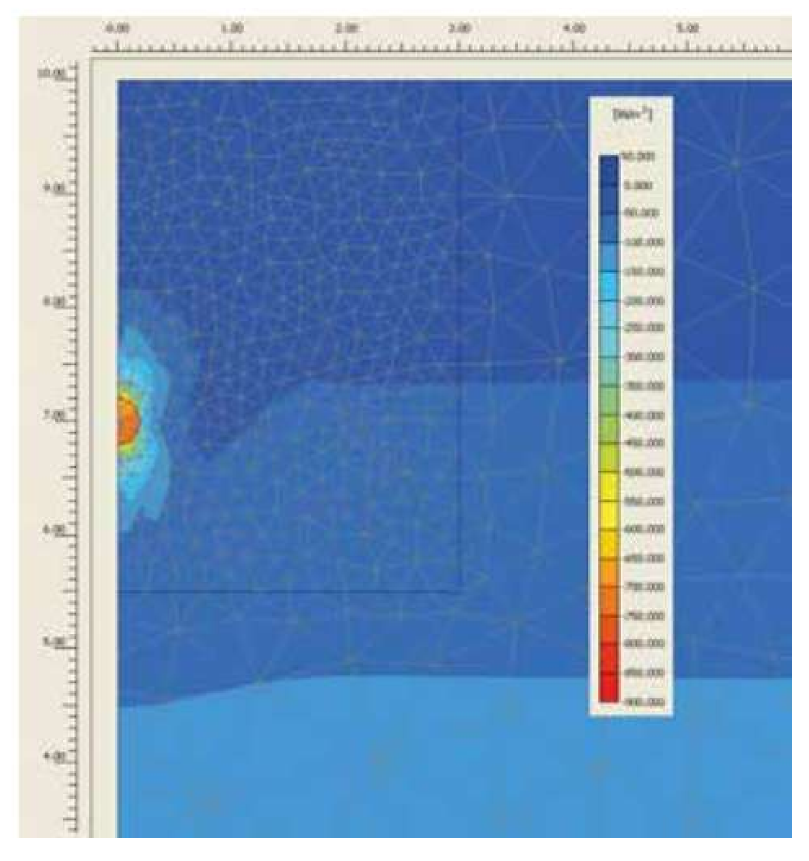


Figure 5.8 Contraintes verticales (*shadings*, « dégradés »).

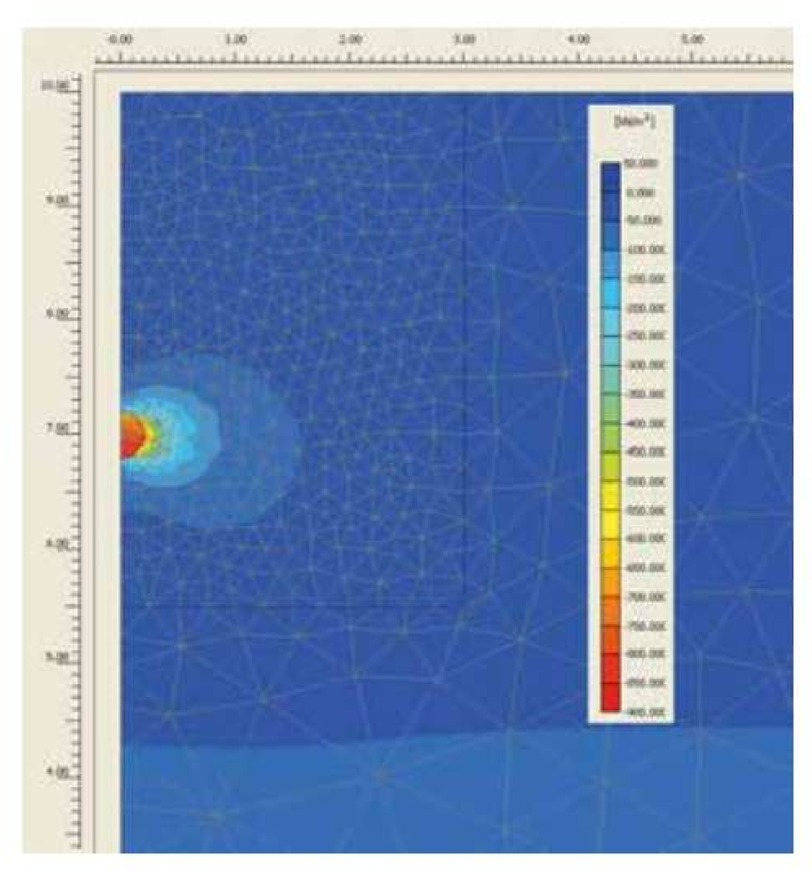


Figure 5.9 Contraintes horizontales (*shadings*, « dégradés »).

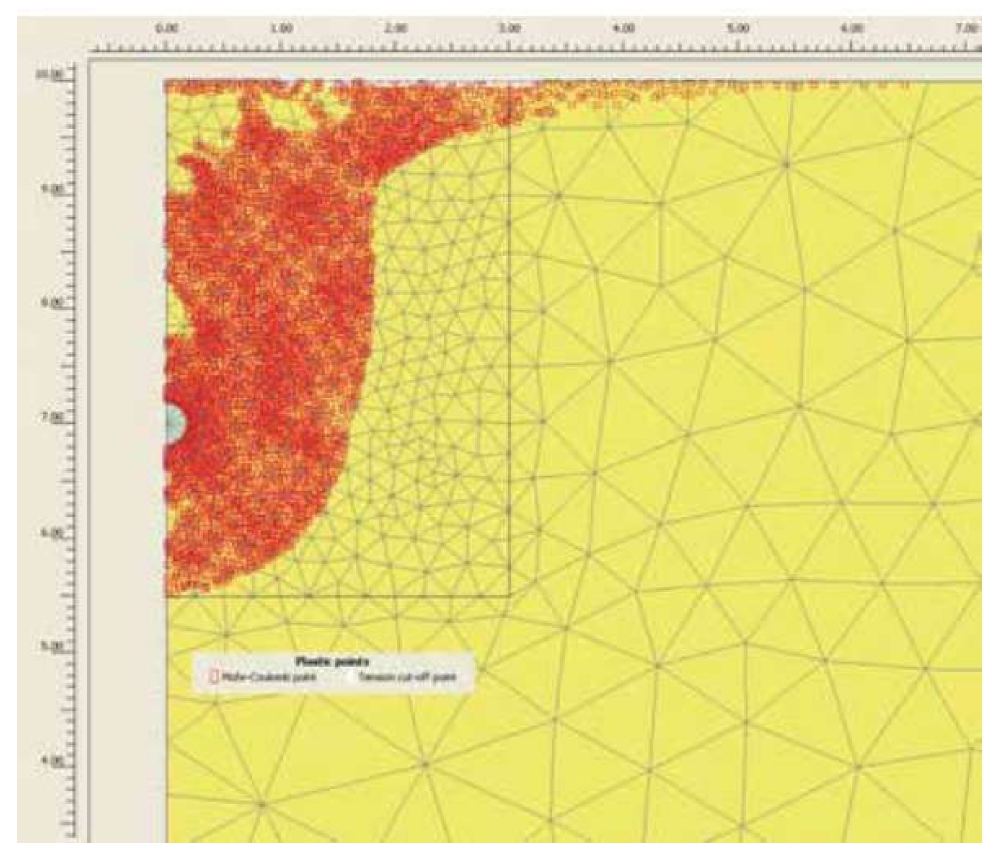


Figure 5.10 Points de plastification du sol.

En ce qui concerne l'état de contraintes, les résultats obtenus permettent de constater que le sol entourant le point d'injection subit une variation des contraintes horizontales jusqu'à une distance maximale égale à environ 1,5 m, tandis que l'effet de la variation des contraintes verticales est épuisé à environ 1 m du point d'injection proprement dit. En outre, de manière similaire à ce qui a été observé pour les déplacements, le sol au-dessus du bulbe est davantage affecté par la variation des contraintes verticales que celui situé au-dessous de lui. De plus, il est clair que la pression de gonflement exercée par la résine sur les parois du bulbe d'injection n'est pas parfaitement uniforme, ainsi qu'il est supposé dans la solution analytique proposée par Yu & Houlsby (1991), mais qu'elle varie en fonction de l'état de contraintes de confinement du sol environnant: les valeurs maximales s'observent, en effet, dans la partie inférieure du bulbe et diminuent progressivement au fur et à mesure que l'on se déplace vers le haut.

Enfin, sur la **figure 5.10**, on peut voir que les conditions du traitement analysé sont de nature à provoquer la réalisation des conditions de plastification dans une zone de sol assez étendue, qui va jusqu'au niveau de la surface naturelle du sol, ce qui pourrait se révéler critique en prévision de la réponse sous forme de déformation du matériau à d'éventuelles variations de charge induites en surface.

## 2.2. Expansion de la cavité cylindrique

Le second exemple d'intervention par injection solide, simulée à l'aide du logiciel Plaxis 2D, a pour objectif d'effectuer la simulation d'un traitement «en colonne» d'un milieu granulaire homogène et isotrope en l'absence de nappe (c'est-à-dire sable meuble ou légèrement compact).

Le modèle géométrique de référence et les caractéristiques mécaniques attribuées aux matériaux sont similaires à ceux de l'analyse décrite dans le paragraphe précédent, exception faite de la géométrie du bulbe d'injection, pour lequel on a émis l'hypothèse qu'il était cylindrique, d'une hauteur égale à 2 m et avec un rayon égal 0,2 m (**figure 5.11**).

Dans ce cas-là aussi, le point d'injection est situé à une profondeur moyenne de 3 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol, à l'origine.

Par analogie avec ce qui a été effectué dans l'analyse présentée dans le paragraphe précédent, on a procédé à l'évaluation de la pression de gonflement caractéristique de la résine pour l'intervention étudiée.

En premier lieu, on a défini la courbe de réaction du sol vis-à-vis du processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D (**figure 5.12**).

Il ressort du résultat obtenu que, dans l'analyse, la pression limite de la formation sablonneuse, de l'ordre de 0,45 MPa, a été atteinte, ce qui correspond au seuil au-delà duquel la résine poursuit son processus d'expansion sans qu'apparaissent dans le matériau environnant de nouvelles augmentations de la pression de confinement.

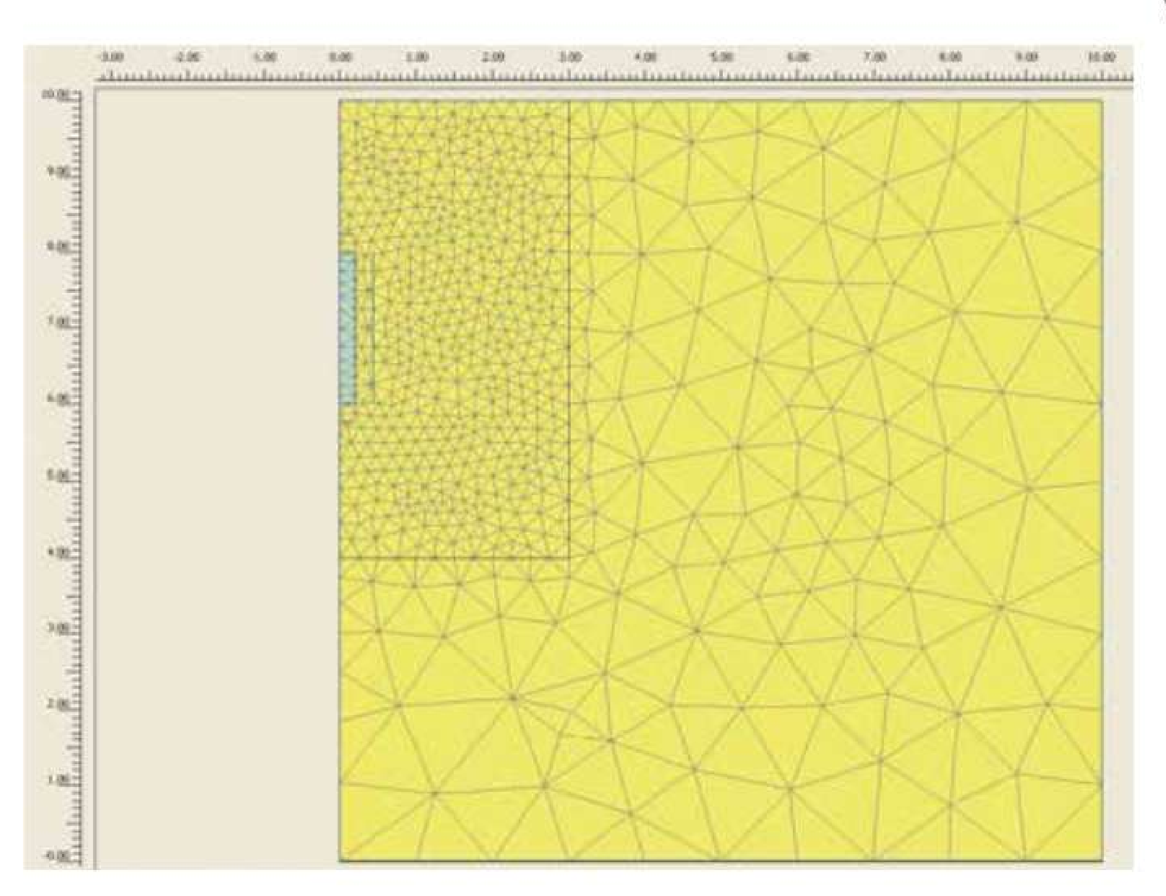


Figure 5.11 Modèle géométrique de référence pour l’analyse.

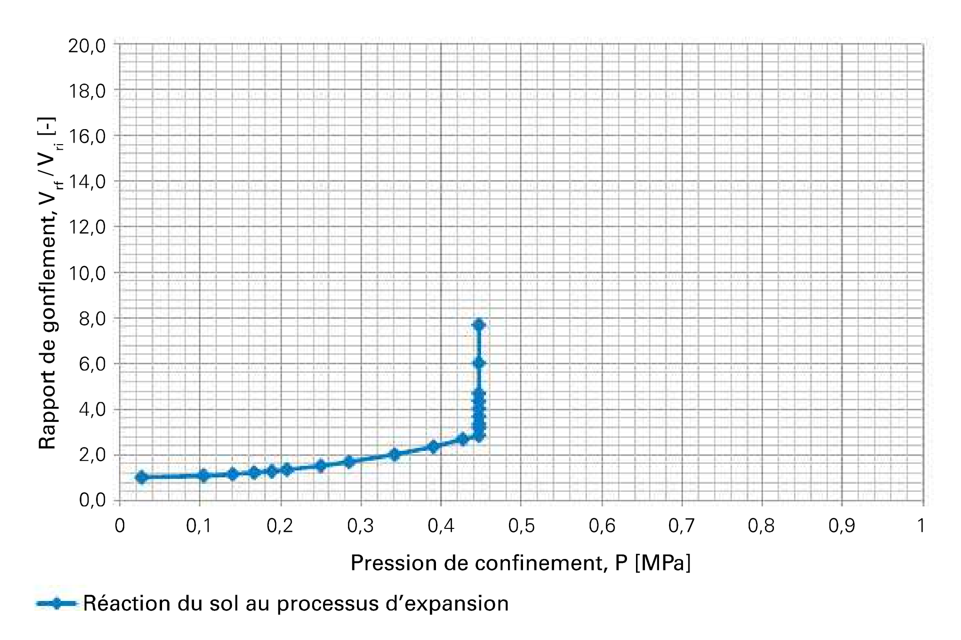



Figure 5.12 Courbe de réaction du sol au processus d’expansion de la résine polyuréthane, calculée par le logiciel Plaxis 2D.

En comparant le résultat obtenu avec la solution proposée par Carter *et al.* (1986) (**figure 5.13**), on peut observer une bonne congruence jusqu'à des pressions de l'ordre de 0,2 MPa. Pour des valeurs de pression plus élevées, la solution numérique tend à se différencier de la solution analytique, notamment en ce qui concerne la géométrie de la zone de plastification, qui, dans la solution numérique, est affectée par la présence du niveau de la surface naturelle du sol.

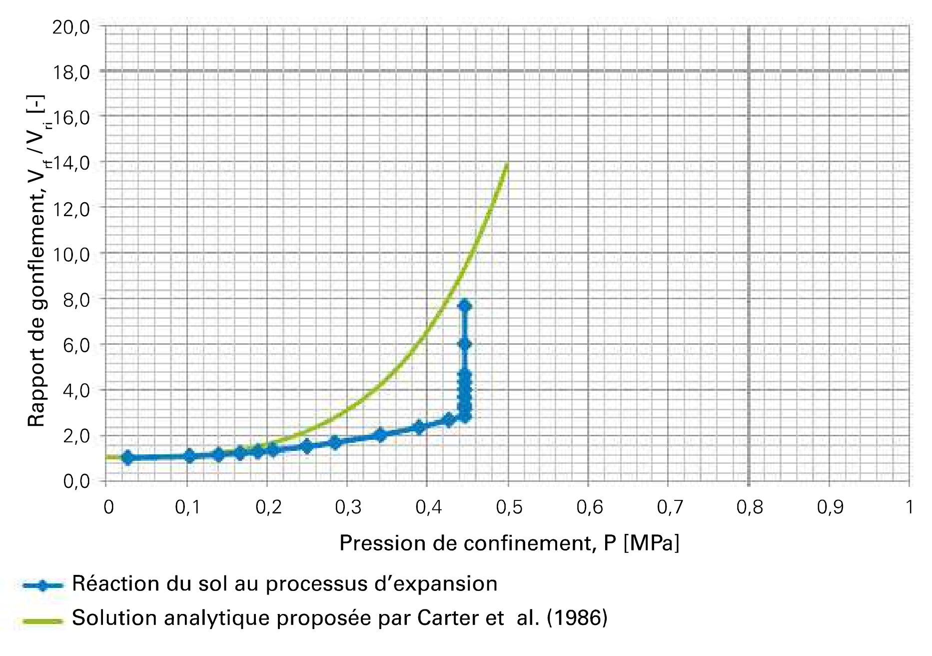



Figure 5.13 Comparaison entre la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D, et celle définie à partir de la solution analytique proposée par Carter *et al.* (1986).

Enfin, l'intersection entre la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane et la courbe rhéologique du fluide injecté a permis de définir à la fois la pression caractéristique ($P_C$) et le rapport de gonflement du projet $R_C$ (**tableau 5.2** et **figure 5.14**).

Tableau 5.2 Caractéristiques du projet de traitement étudié.

| Volume initial de la résine injectée, $V_{ri}$ [m$^3$] | Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, $P_C$ [MPa] | Taux de gonflement du projet, $R_C$ [-] | Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, $V_{rf}$ [m$^3$] |
|---|---|---|---|
| 0,075398 (≅ 75 litres) | 0,450 | 5,32 | 0,401119 (≅ 401 litres) |

À partir des résultats obtenus, une analyse a été mise en œuvre, à l'aide du logiciel Plaxis 2D, afin de calculer les variations de l'état de contraintes et de déformations induites par un traitement en colonne. Toutefois, il convient de souligner qu'il n'a pas été possible de déterminer l'état de déformations final, dans la mesure où la pression limite de confinement du sol a été atteinte avant que ne soit atteint l'état d'équilibre avec la pression de gonflement de la résine. Par conséquent, la seule information que l'on peut déduire de l'analyse numérique est celle relative à la variation de l'état de contraintes dans des conditions limites.

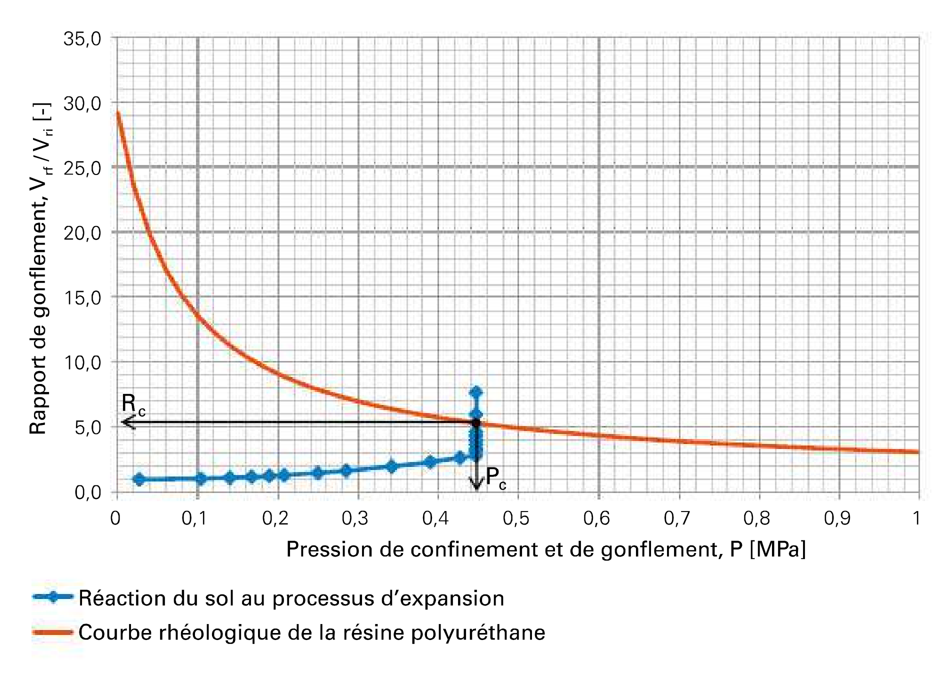



Figure 5.14 Définition de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

Les **figures 5.15** à **5.19** présentent les résultats obtenus avec l'analyse numérique.

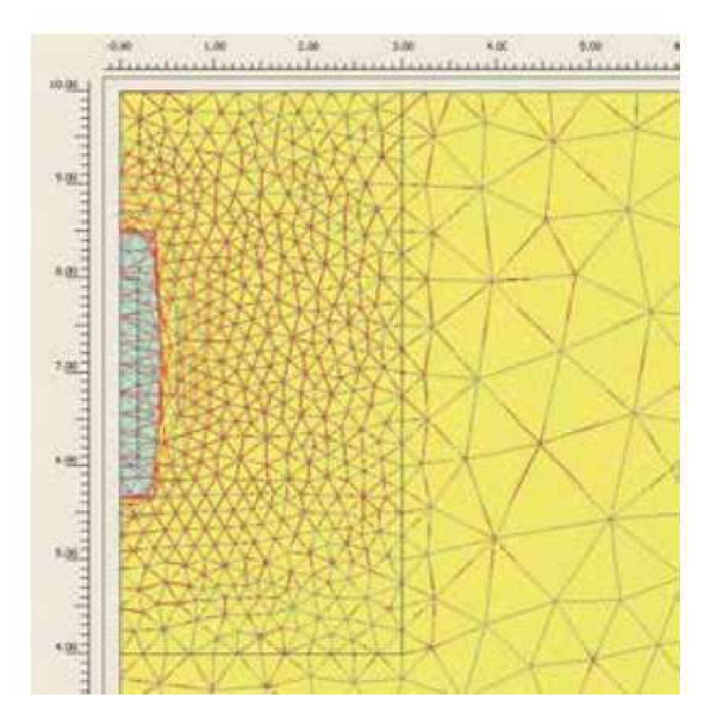


Figure 5.15 Schéma typologique des déplacements totaux du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

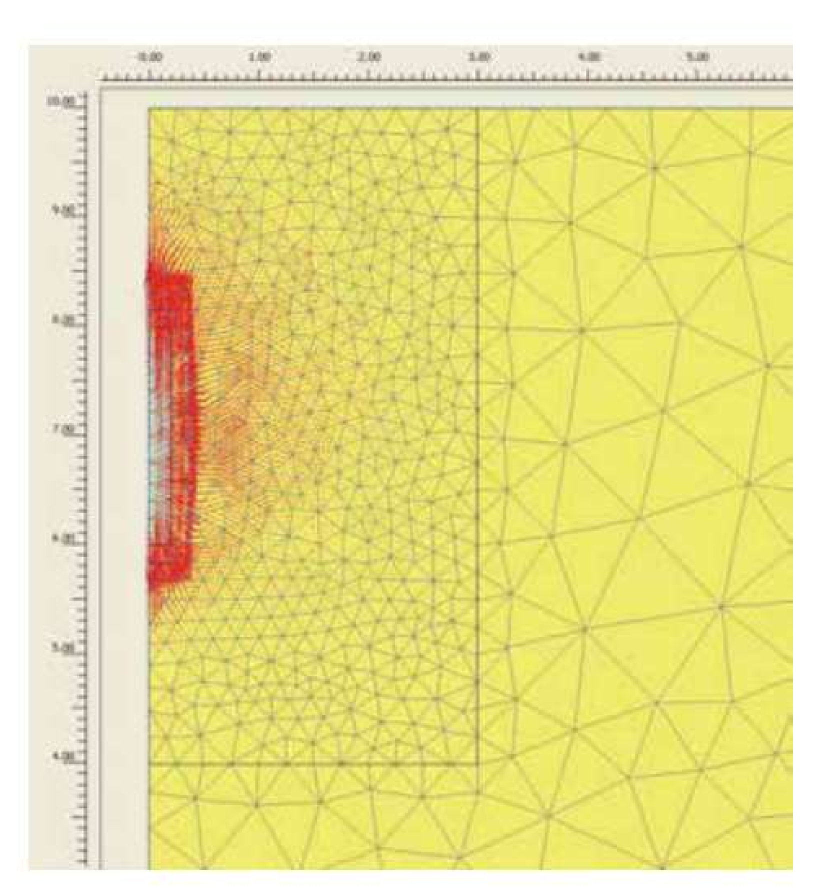


Figure 5.16 Schéma typologique des déplacements totaux du sol (*arrows*, « flèches »).

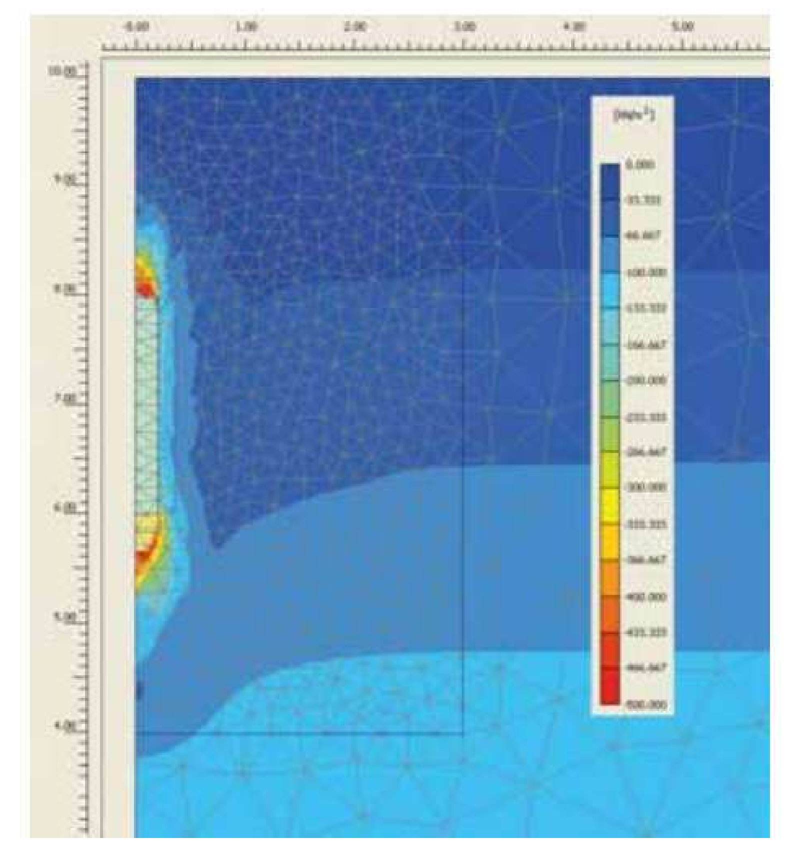


Figure 5.17 Contraintes verticales (*shadings*, « dégradés »).

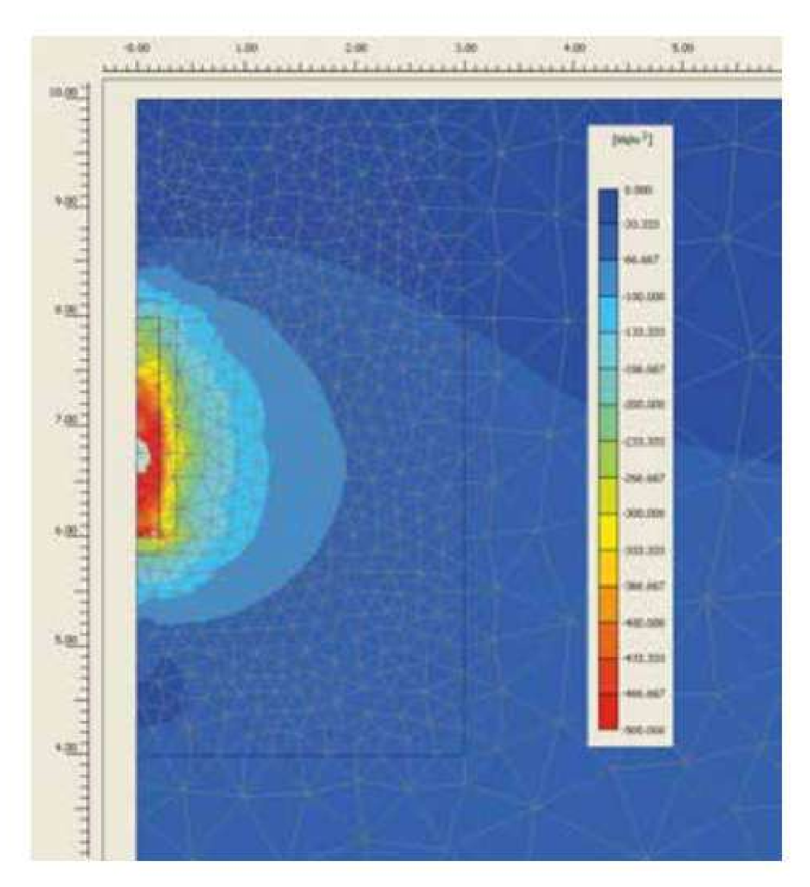


Figure 5.18 Contraintes horizontales (*shadings*, « dégradés »).

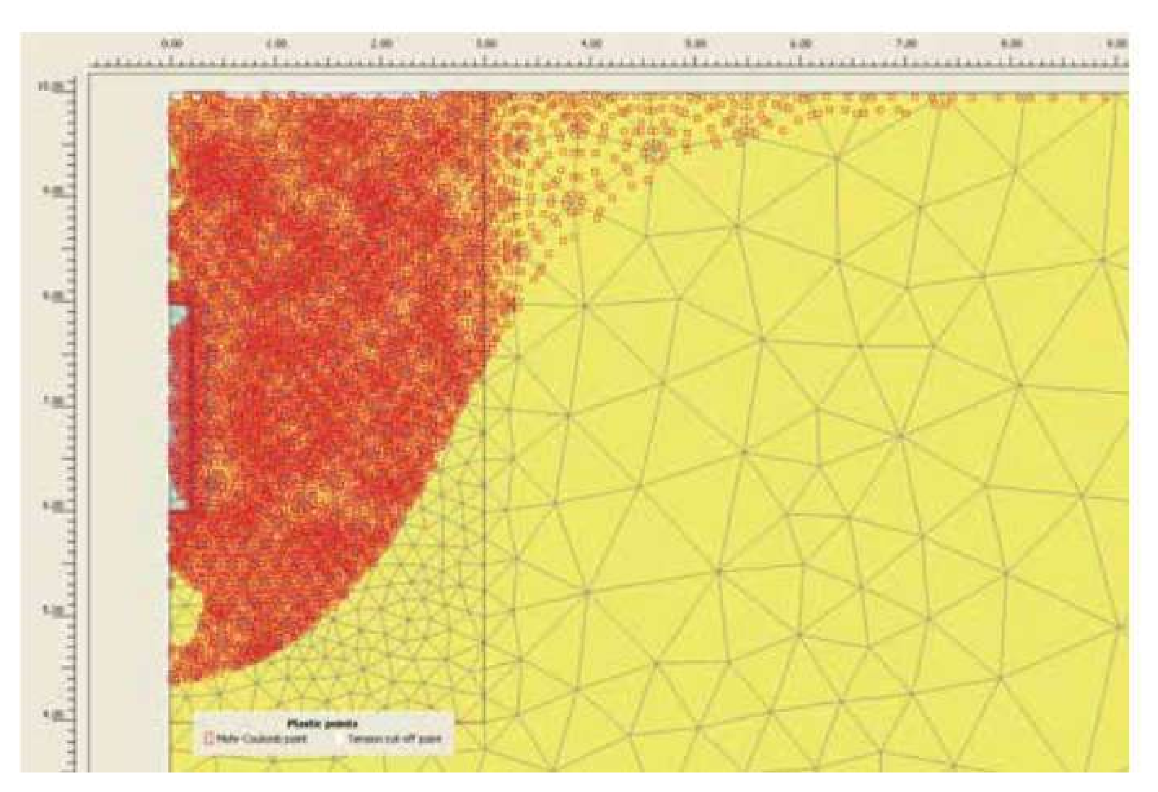


Figure 5.19 Points de plastification du sol.

Sur les **figures 5.17** et **5.18**, il peut être observé que le traitement en colonne induit dans le sol environnant à la fois une variation des contraintes verticales et une variation des contraintes horizontales. Dans l'ensemble, il est clair que ces variations affectent une zone d'extension maximale d'environ 1,5 à 2,0 m à partir du bulbe d'injection.

En ce qui concerne la pression d'expansion à l'intérieur de la résine, il est clair également dans ce cas qu'elle n'est pas répartie de façon homogène le long de la surface du bulbe d'injection, mais que les valeurs maximales s'observent dans la partie inférieure du bulbe et ont tendance à diminuer progressivement au fur et à mesure que l'on se déplace vers le haut.

Enfin, en référence à la **figure 5.19**, il est possible d'observer qu'une grande partie de la formation sablonneuse se trouve dans des conditions de plastification du simple fait du processus d'expansion de la résine. Cet élément de preuve confirme que le sol entourant le bulbe a atteint une condition limite au-delà de laquelle il n'est plus en mesure d'opposer une résistance au processus d'expansion de la résine, cette dernière poursuivant son expansion jusqu'à atteindre l'équilibre avec la pression limite.

## 2.3. Effets induits dans le sol par des injections rapprochées

Le troisième exemple de traitement des sols par injection solide (*compaction grouting*) a pour objectif de simuler les effets induits par des injections rapprochées réalisées dans un milieu granulaire homogène isotrope en l'absence de nappe (c'est-à-dire sable meuble ou légèrement compact).

Le comportement mécanique de la formation sablonneuse et du bulbe d'injection a été mis en œuvre en appliquant des lois de comportement identiques à celles adoptées dans les exemples illustrés dans les paragraphes précédents (**tableau 5.1**).

Le modèle géométrique adopté dans l'analyse a été défini dans des conditions de déformations planes (*plane strain*), de sorte que la section du projet doit être imaginée comme étendue à l'infini dans le sens longitudinal. Cette schématisation ne permet pas de simuler avec précision les effets liés au processus d'expansion de la résine injectée localement, au niveau des deux points d'injection rapprochés, assimilables à l'expansion de deux cavités de forme sphérique, mais peut être représentative d'une section transversale d'une intervention plus étendue dans laquelle des injections alignées le long de deux lignes parallèles ont été effectuées (**figure 5.20**).

Dans l'analyse, on a supposé que les points d'injection sont situés à une profondeur de 3 m à partir du niveau de la surface naturelle du sol et que les bulbes d'injection peuvent être assimilés à des sphères ayant un rayon égal à 0,2 m.

La **figure 5.21** est une illustration de la géométrie de la section de référence.

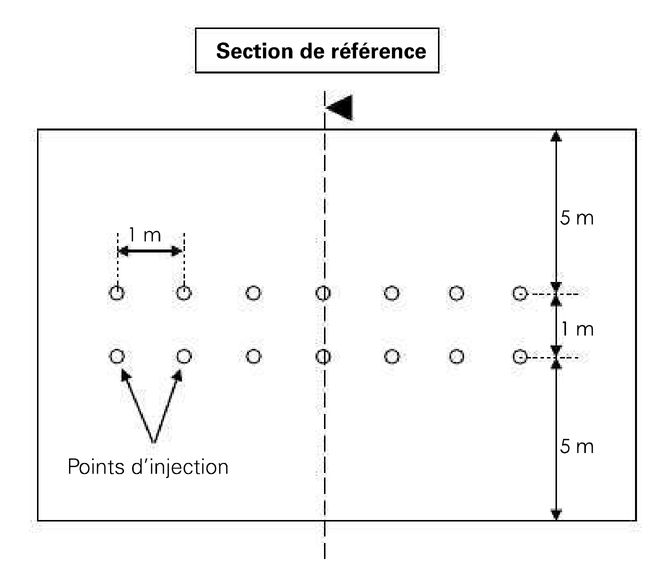



Figure 5.20 Vue en plan de l'intervention de traitement.

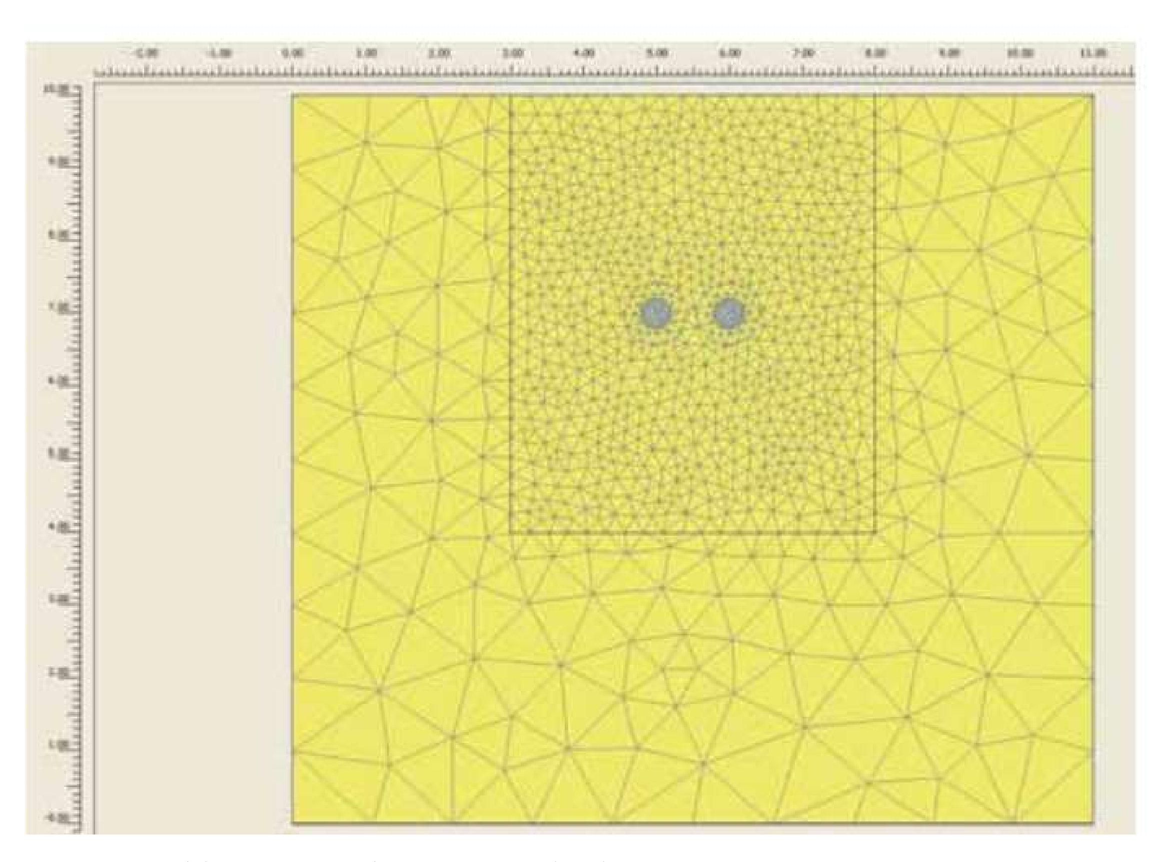


Figure 5.21 Modèle géométrique de référence pour l'analyse.

De la même manière que dans les exemples précédents, on a procédé en premier lieu à la définition de la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane. Cette analyse a été effectuée en référence à l'une des deux injections effectuées, parce que la symétrie géométrique et la charge du modèle permettent de supposer que l'état de contraintes du matériau au niveau des parois de chaque bulbe d'injection est sensiblement équivalent. Le résultat obtenu est représenté sur la **figure 5.22**.

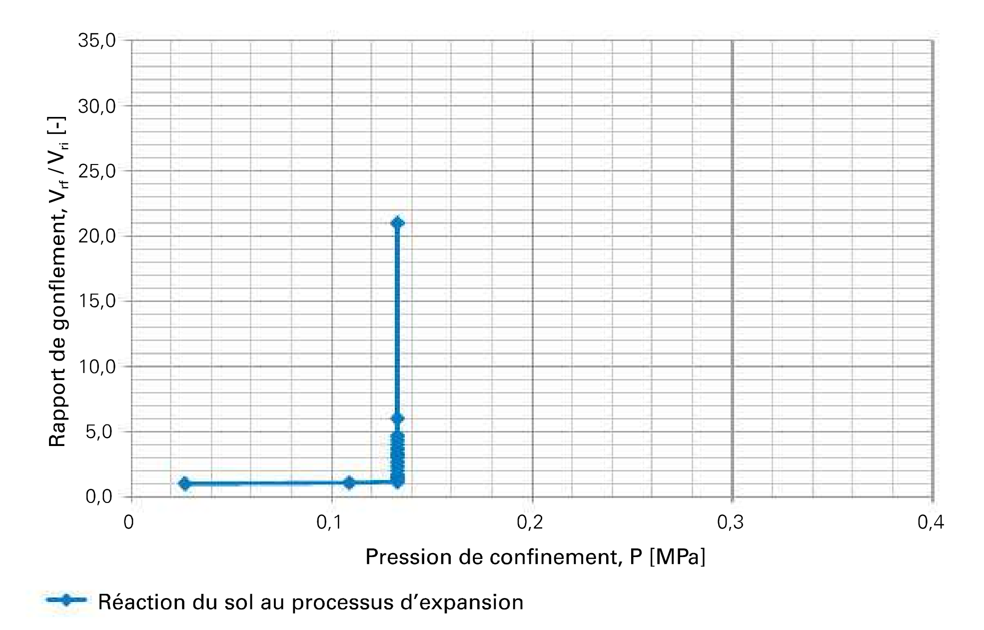



Figure 5.22 Courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée par le logiciel Plaxis 2D.

Comme on peut l'observer, il suffit d'une expansion réduite de la résine pour que soit atteinte la pression critique de confinement dans le sol environnant les bulbes d'injection, égale à environ 0,133 MPa. Ce scénario peut être corrélé à un phénomène diffus de plastification du matériau, en raison de la proximité en surface des points d'injection, qui provoque une chute rapide de la résistance du sol, qui n'est plus en mesure de s'opposer au processus d'expansion de la résine polyuréthane. Par conséquent, une fois la pression critique atteinte, le fluide injecté continue à se dilater à pression constante jusqu'à atteindre les conditions d'équilibre dictées par la courbe rhéologique (**figure 5.23**).

Le **tableau 5.3** présente de façon synthétique les principales caractéristiques du traitement effectué.

Tableau 5.3 Caractéristiques du projet de traitement étudié.

| **Volume initial de la résine injectée, pour chaque injection, $V_{ri}$ [m³]** | **Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, $P_C$ [MPa]** | **Taux de gonflement du projet, pour chaque injection, $R_C$[-]** | **Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, pour chaque injection, $V_{rf}$ [m³]** |
|---|---|---|---|
| 0,010053<br>(≅ 10 litres) | 0,133 | 11,63 | 0,116918<br>(≅ 117 litres) |

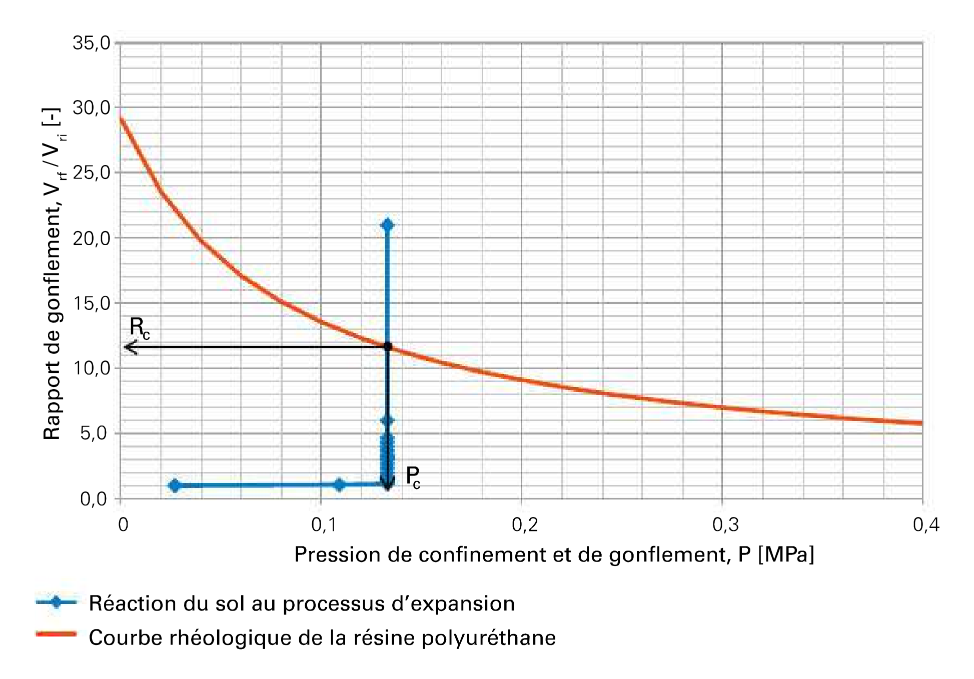



Figure 5.23 Définition de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

À partir des observations effectuées précédemment, une analyse numérique a été réalisée afin d'évaluer l'état de contraintes-déformations du sol au niveau de la zone traitée. Cependant, il convient de préciser que l'obtention de la pression limite de confinement du matériau naturel entourant les bulbes d'injection n'a pas permis de définir avec précision les déplacements liés à l'expansion complète de la résine, parce que le logiciel n'est pas en mesure de simuler des expansions volumétriques majeures comparativement à celles ayant conduit à l'obtention de la pression limite.

Les **figures 5.24** à **5.28** (pages 54 à 82) montrent les principaux résultats obtenus avec les analyses effectuées à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Sur les **figures 5.24**, **5.25** et **5.28**, on peut observer que dans la zone où sont effectuées les injections, les conditions de plastification sont atteintes dans un grand nombre de points, dictées par l'obtention de la pression limite de confinement. Ce phénomène, qui est interprété par le logiciel de la même façon qu'une cinématique de rupture en cas de dépassement de la capacité portante du sol doit, en réalité, être considéré comme un indicateur du fait que la pression limite de confinement de la formation sablonneuse est atteinte, au-delà de laquelle la résine continue à gonfler librement jusqu'à atteindre l'équilibre associé à la courbe rhéologique.

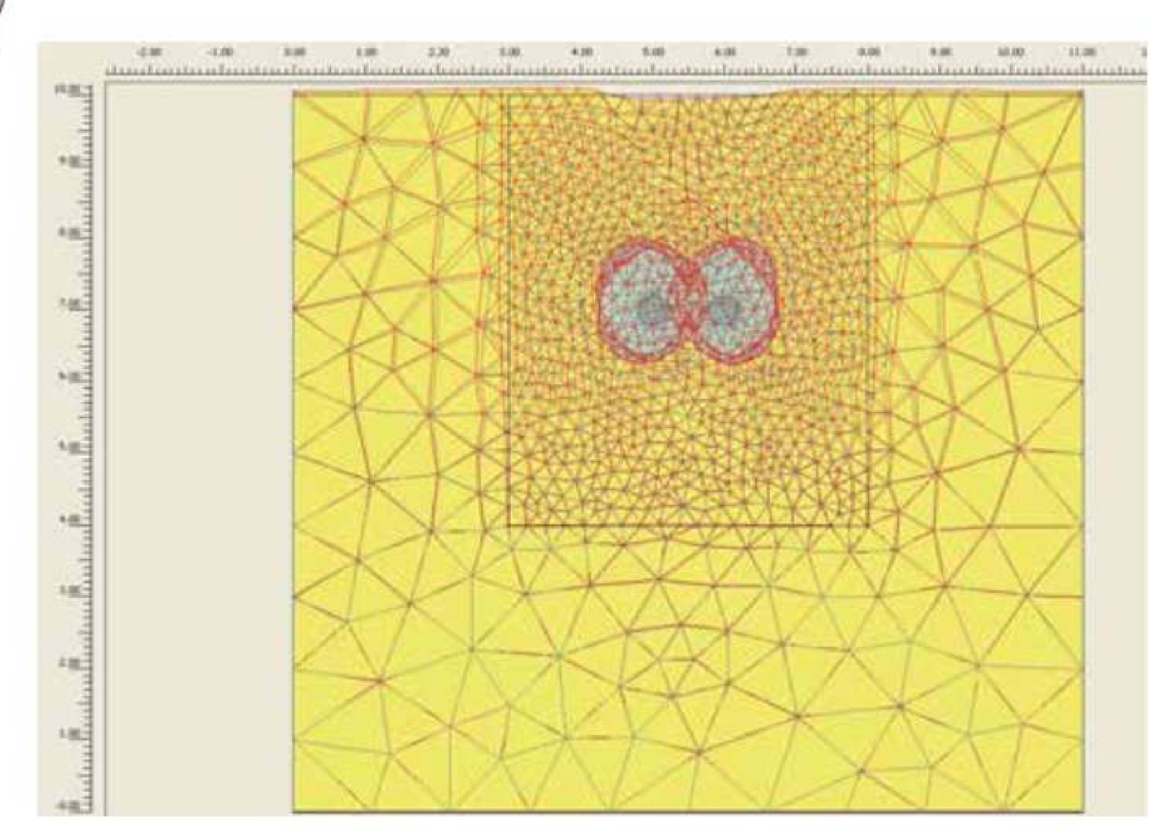


Figure 5.24 Schéma typologique des déplacements totaux du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

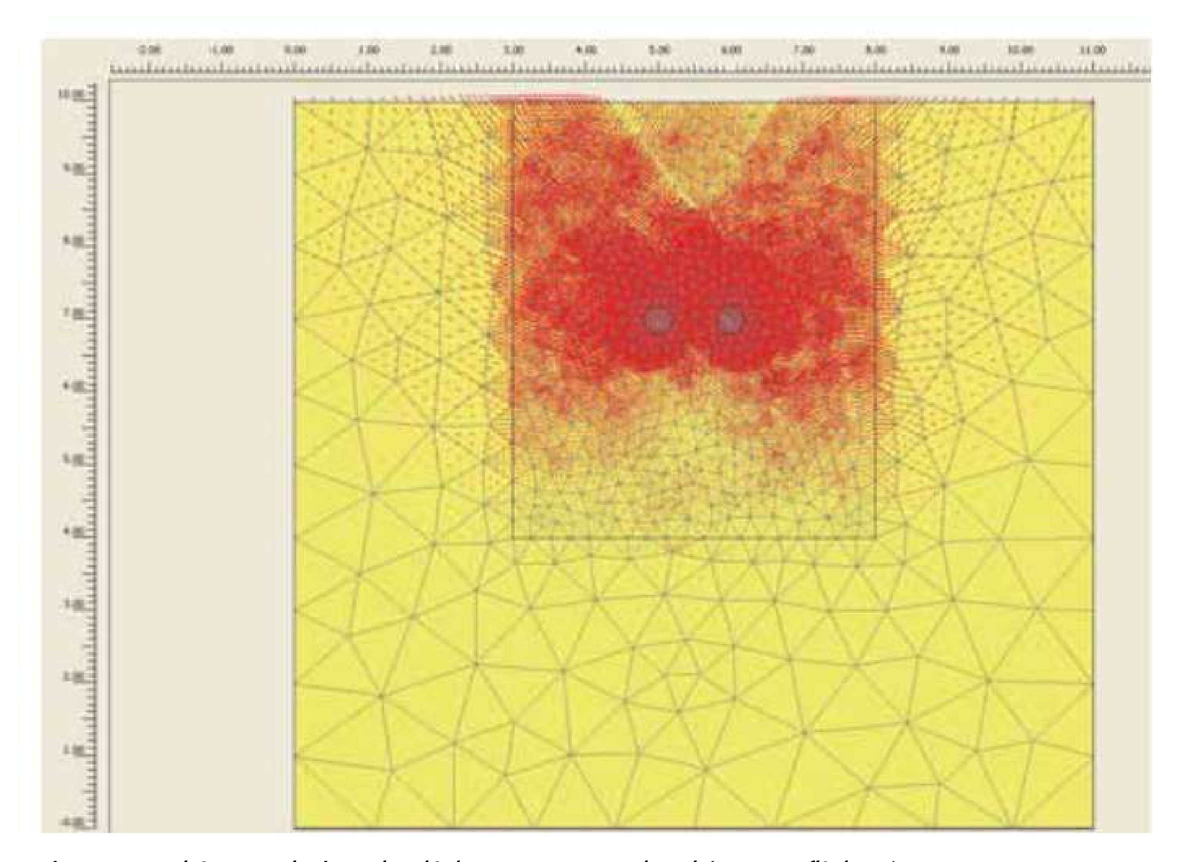


Figure 5.25 Schéma typologique des déplacements totaux du sol (*arrows*, « flèches »).

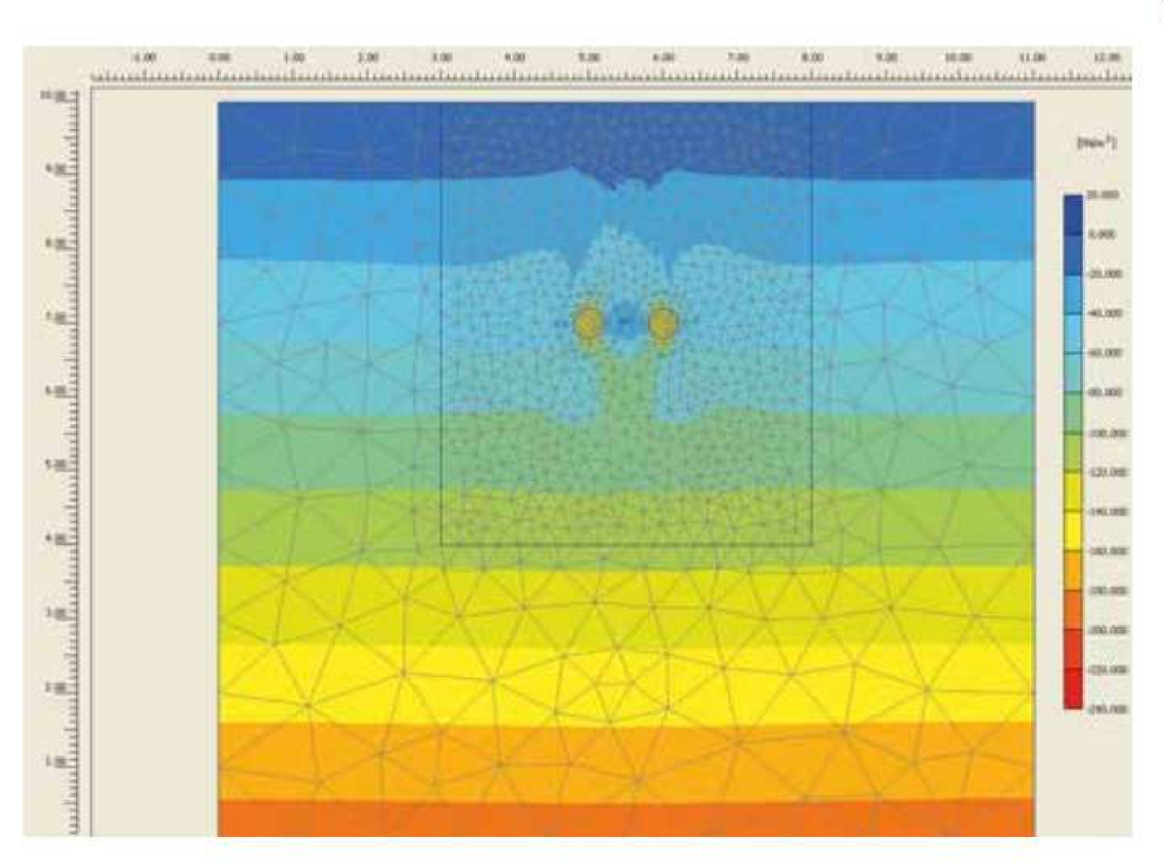


Figure 5.26 Contraintes verticales (*shadings*, « dégradés »).

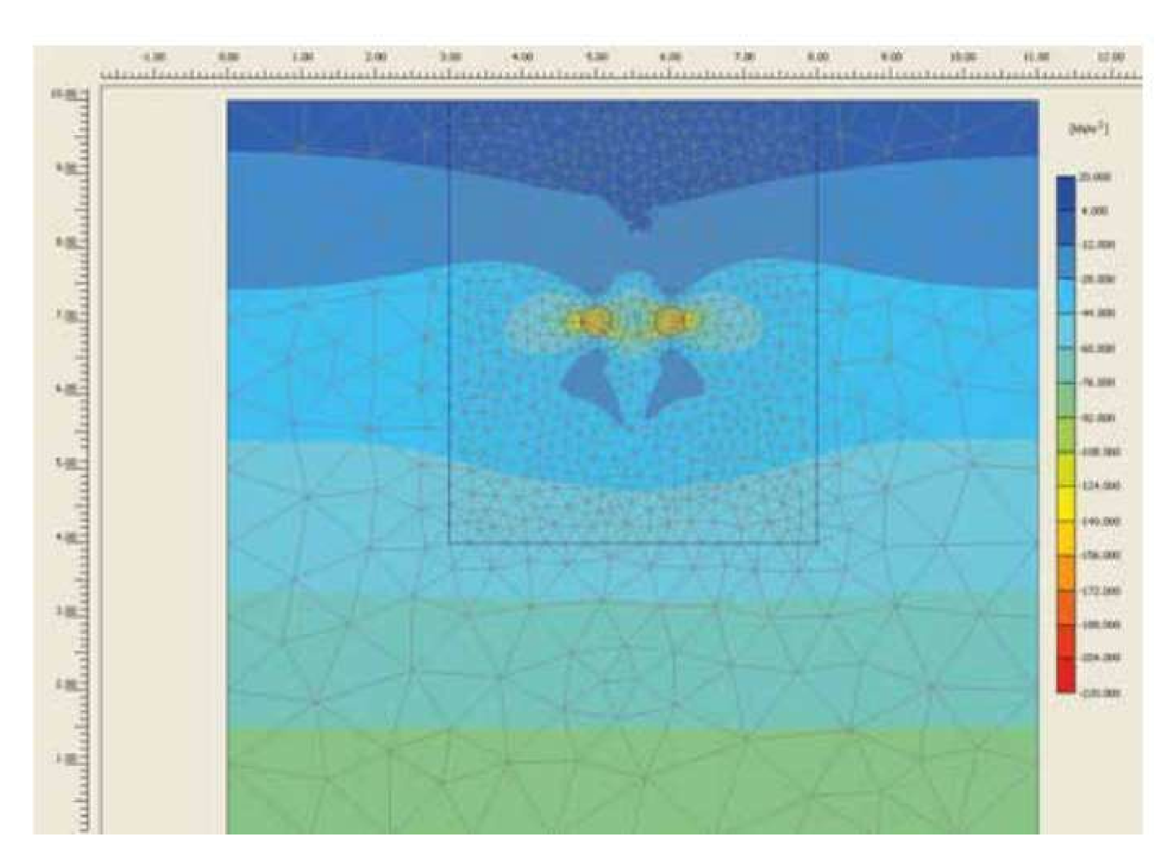


Figure 5.27 Contraintes horizontales (*shadings*, « dégradés »).

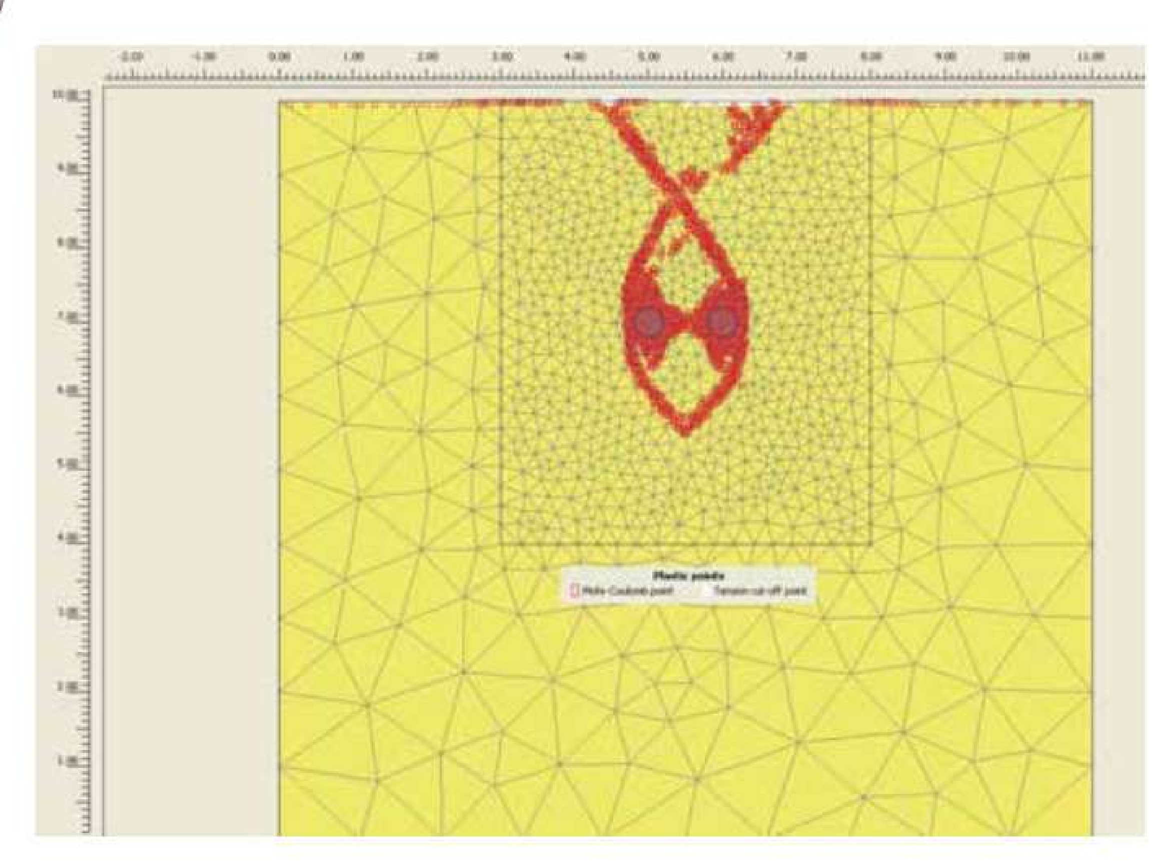


Figure 5.28 Points de plastification du sol.

Sur les **figures 5.26** et **5.27** sont représentées les variations de l'état de contraintes induites par le processus d'expansion de la résine polyuréthane dans le sol environnant, qui, lorsque la valeur limite de la pression de confinement est atteinte, restent inchangées bien que le fluide injecté continue à gonfler jusqu'à atteindre l'équilibre associé à la courbe rhéologique. En particulier, on peut observer que la formation sablonneuse est touchée par l'effet du traitement jusqu'à une distance d'environ 2 à 3 m par rapport aux points d'injection. On obtient la valeur maximale de la variation des contraintes au niveau du matériau situé entre les deux bulbes, lequel subit une compression significative pendant le processus d'expansion de la résine.

En conclusion, on peut affirmer que le traitement réalisé a un effet significatif sur le matériau traité, dans une zone autour du point d'injection dont l'étendue maximale est de l'ordre de 2 à 3 m. Cet effet provoque une augmentation des contraintes de confinement initiales et, par conséquent, une amélioration des caractéristiques mécaniques du fait de la densification rapide du sol.

## 3. Intervention de récupération des affaissements

Les interventions par injections de compensation sont destinées à compenser partiellement les affaissements excessifs susceptibles d'apparaître sous des fondations superficielles, voire même semi-profondes.

Cet objectif est atteint grâce à l'expansion de la résine polyuréthane à l'intérieur de fractures préexistantes ou qui se sont formées à la suite du processus d'injection à proximité des structures faisant l'objet d'un traitement.

Les approfondissements théoriques rapportés dans les chapitres précédents à propos de la théorie de la fracturation permettent de supposer que les interventions faisant appel à des injections de compensation ont une plus grande efficacité dans les sols saturés et caractérisés par de faibles valeurs de conductivité hydraulique (par ex. : argiles, limons).

Des résultats optimaux sont obtenus lorsque le matériau au-dessous de la fondation est fracturé dans la direction horizontale (c'est-à-dire parallèlement au niveau de la surface naturelle du sol), étant donné que, dans ces conditions, le gonflement de la résine détermine le soulèvement maximal de la structure.

Les sols de fondation dans lesquels, en règle générale, il est nécessaire de procéder à des interventions par injections de compensation sont des sols normalement consolidés ou peu consolidés ($OCR \cong 1$) et caractérisés par un coefficient de pression des sols au repos ($K_0 = \sigma_{h0}/\sigma_{v0}$) inférieur à 1. Dans ces conditions, l'injection de la résine détermine l'ouverture d'une fracture dans la direction des contraintes principales minimales, ou dans la direction sub-horizontale, avec en conséquence la propagation de la fracture dans la direction sub-verticale. Le gonflement de la résine provoque une augmentation des contraintes horizontales, jusqu'à provoquer une rotation des contraintes principales. Une fois atteint un état de contraintes dans lequel la contrainte verticale est la contrainte principale mineure, l'exécution ultérieure d'injections provoque la formation de fractures dans le plan horizontal.

Par conséquent, le schéma d'exécution du traitement prévoit généralement les phases suivantes :

1. une première série d'injections de résine polyuréthane dans le sol au-dessous de la fondation. Ces injections aboutissent généralement à la fracturation du sol dans la direction verticale ; l'ouverture de ces fractures est à l'origine d'une inversion des contraintes principales aux alentours de la zone traitée ;
2. une seconde série d'injections de résine polyuréthane, avec formation de fractures horizontales dont l'ouverture aboutit à un soulèvement significatif des fondations superficielles.

À la lumière de ce qui précède, une analyse a été mise en œuvre, à l'aide du logiciel Plaxis 2D, afin de simuler les mécanismes d'ouverture des fractures dans le sous-sol.

Le modèle géométrique adopté dans l'analyse a été défini dans des conditions de déformations planes (*plane strain*), de sorte que la section du projet doit être imaginée comme étendue à l'infini dans le sens longitudinal. Cette simplification ne permet pas de simuler avec précision la géométrie effective des fractures prenant naissance dans le sous-sol, lesquelles ont une étendue finie dans la direction longitudinale, mais peut représenter la section transversale d'une intervention dans laquelle des injections alignées le long d'une parallèle à la direction longitudinale ont été effectuées. En outre, l'analyse en déformation plane est de toute façon représentative des variations de l'état de contraintes et de déformations qui se produisent aux alentours d'une seule fracture.

Le matériau utilisé dans l'analyse est une argile saturée normalement consolidée sous une nappe, dont la loi de comportement est linéaire élastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres mécaniques caractéristiques de ce matériau sont indiqués dans le **tableau 5.4** (page suivante).

Tableau 5.4 Paramètres géotechniques attribués dans l'analyse.

| Matériau | Paramètres de déformabilité | | Paramètres de résistance | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Module de Young, *E* [MPa] | Coefficient de Poisson, ν [-] | Cohésion effective, c [kPa] | Angle de résistance au cisaillement, φ [°] | Angle de dilatance, ψ [°] |
| Argile saturée normalement consolidée | 4 | 0,25 | 0 | 30 | 0 |

La **figure 5.29** présente la géométrie de la section de référence, dont la taille a été choisie de manière à éviter l'apparition d'effets de bord (largeur égale à 12 m, hauteur égale à 9 m). Le point d'injection a été localisé à une profondeur de 2 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol.

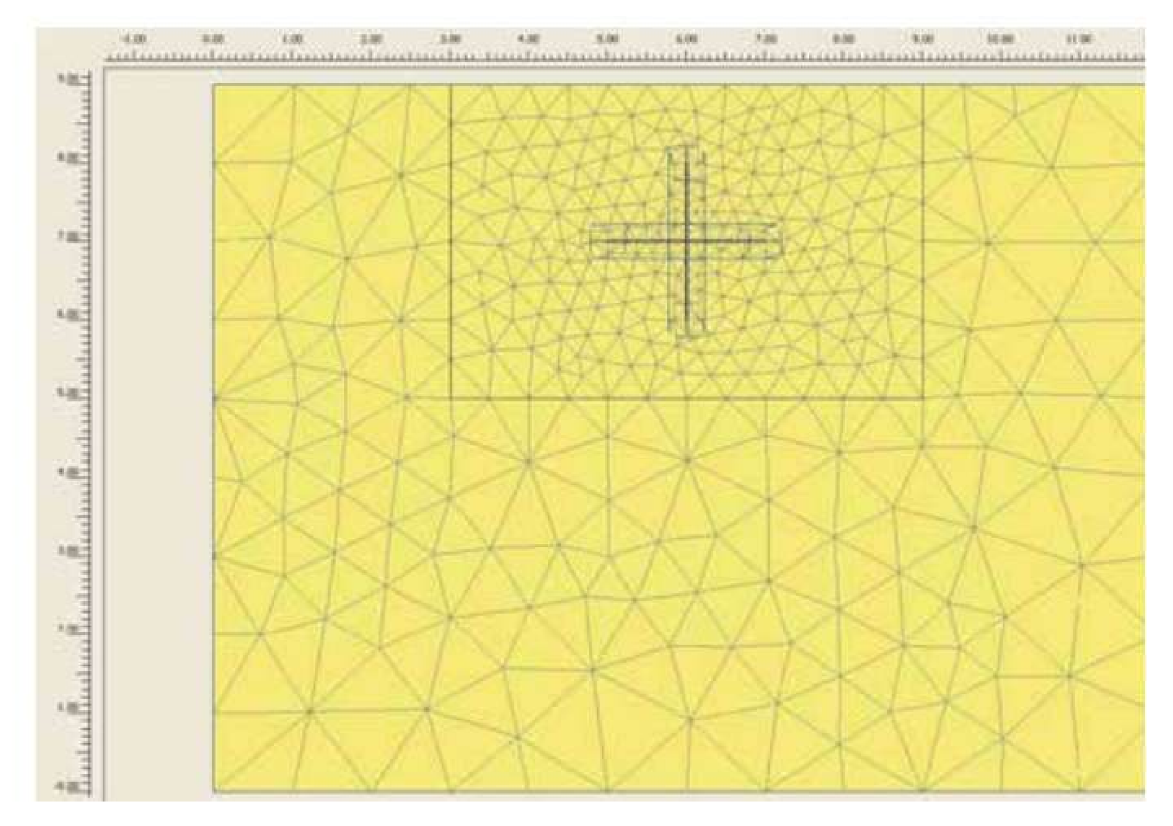


Figure 5.29 Modèle géométrique adopté dans l'analyse.

Il a été attribué au matériau un comportement de type non drainé, mais l'analyse a été effectuée en termes de contraintes effectives, étant donné que le logiciel est en mesure de calculer les surpressions interstitielles générées par les charges et les déplacements imposés.

On a supposé que la fracture était caractérisée par une longueur fixe de 2 m, dans laquelle 10 kg de résine Uretek sont injectés. Ainsi qu'il a été décrit dans les chapitres précédents, il est impossible de prédire en théorie le processus de propagation d'une fracture dans le sol, car il existe des incertitudes insurmontables concernant le comportement effectif du matériau naturel. C'est pourquoi il a fallu se référer à l'expérience des essais sur le terrain, au cours desquels des excavations ont été effectuées pour évaluer la longueur des fractures occasionnées par la résine.

Étant donné que le coefficient de pression au repos du matériau utilisé dans le modèle est inférieur à 1 ($K_0$ = 0,5), on a procédé en simulant les phases suivantes :

– Phase 1 : expansion de la résine à l'intérieur d'une fracture verticale.
– Phase 2 : après inversion des contraintes principales autour de la fracture verticale, expansion de la résine à l'intérieur d'une fracture horizontale.
– Phase 3 : consolidation avec dissipation des surpressions interstitielles.

Dans la phase 1, on a simulé des ouvertures croissantes de la fracture verticale, en calculant les pressions de gonflement correspondantes. À partir de ces résultats, il a été possible de déterminer la pression et le rapport de gonflement à l'équilibre de la résine, en référence à la courbe rhéologique du fluide injecté (**tableau 5.5**, **figure 5.30**).

Tableau 5.5 Caractéristiques du projet de traitement étudié.

| Volume initial de la résine injectée, $V_{ri}$ [m$^3$] | Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, $P_C$ [MPa] | Taux de gonflement du projet, $R_C$ [-] | Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, $V_{rf}$ [m$^3$] |
|---|---|---|---|
| 0,009346 (≅ 9 litres) | 0,059 | 17,05 | 0,159346 (≅ 159 litres) |

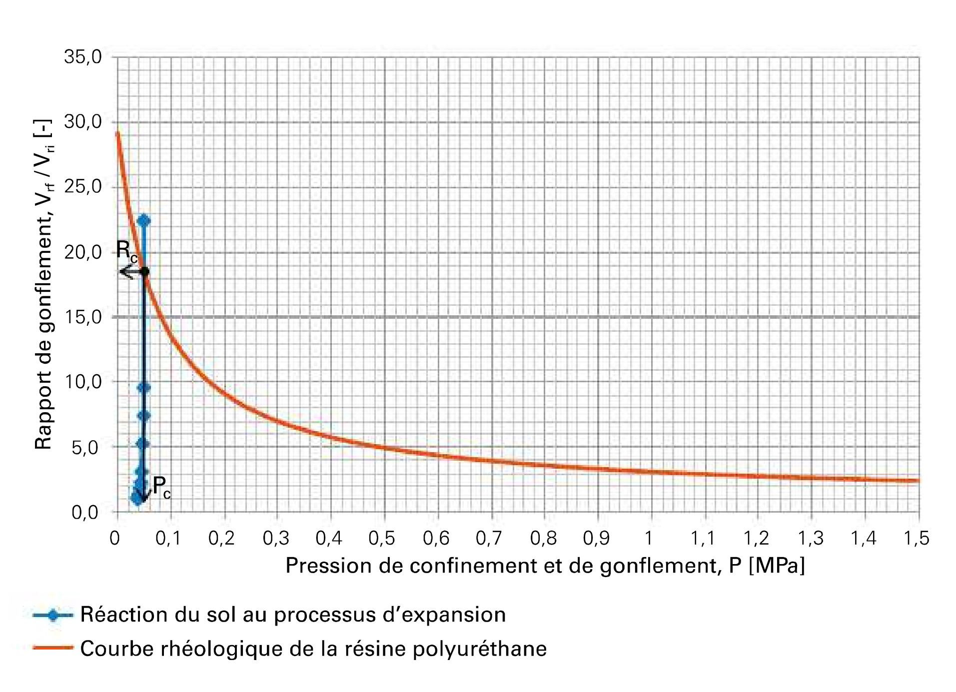



Figure 5.30 Phase 1 – Détermination de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement envisagé.

Dans des conditions d'équilibre, le logiciel a permis de calculer les variations de l'état de contraintes et de déformations induites dans le matériau environnant.

Sur les **figures 5.31** à **5.37** (pages 86 à 89), on peut voir les éléments suivants : maillage déformé, contraintes totales verticales et horizontales, surpressions interstitielles et points de plastification.

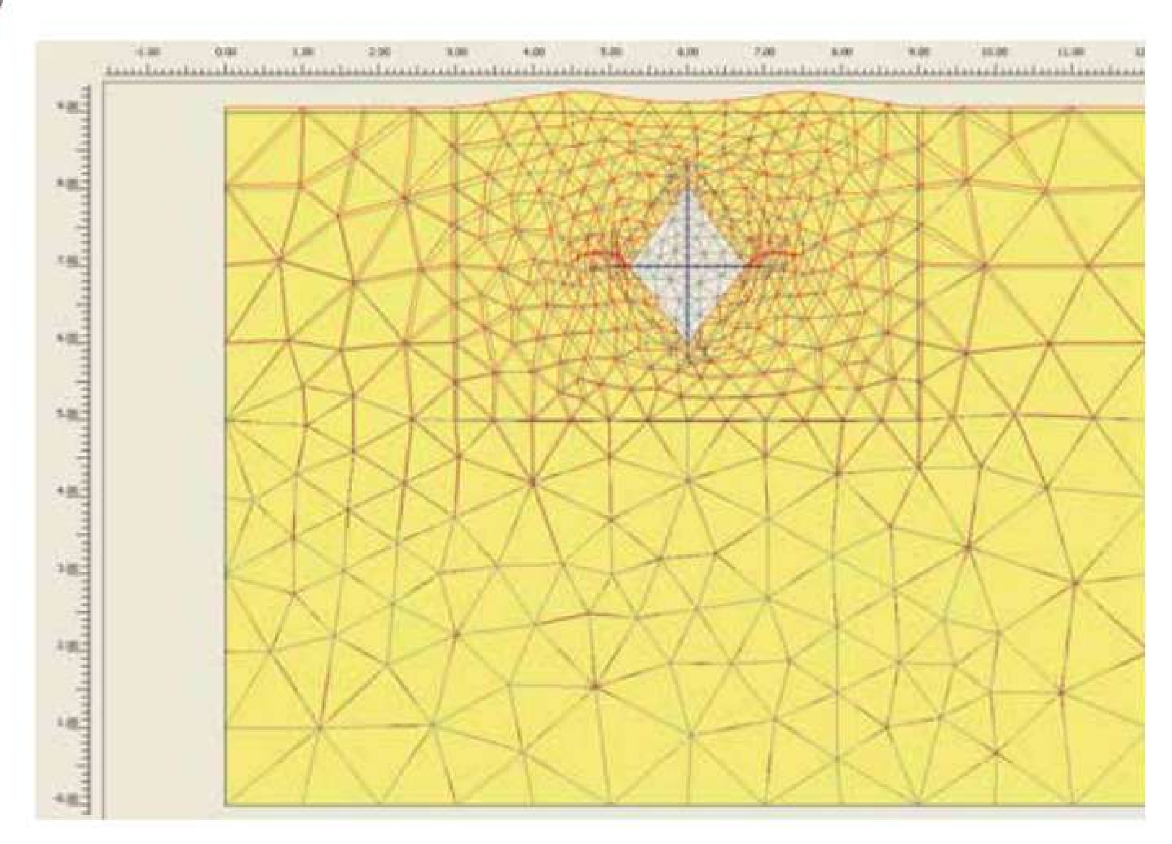


Figure 5.31 Phase 1 – Modèle déformé du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

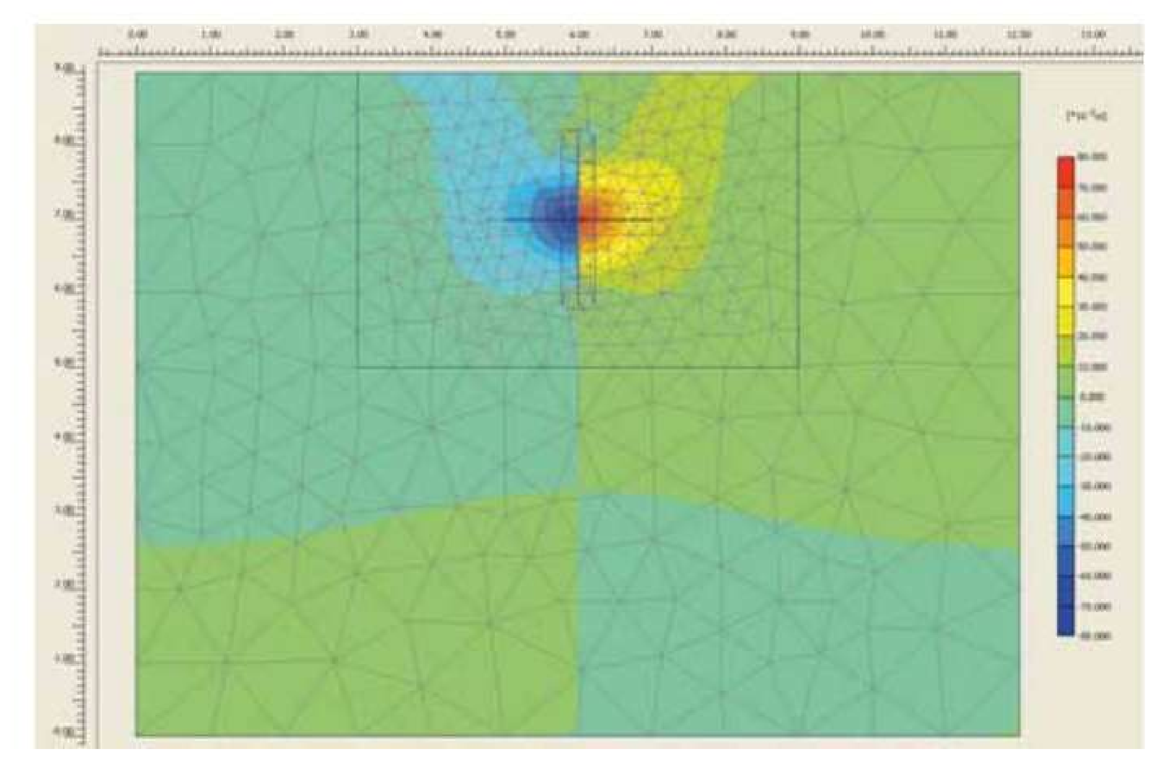


Figure 5.32 Phase 1 – Déplacements horizontaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

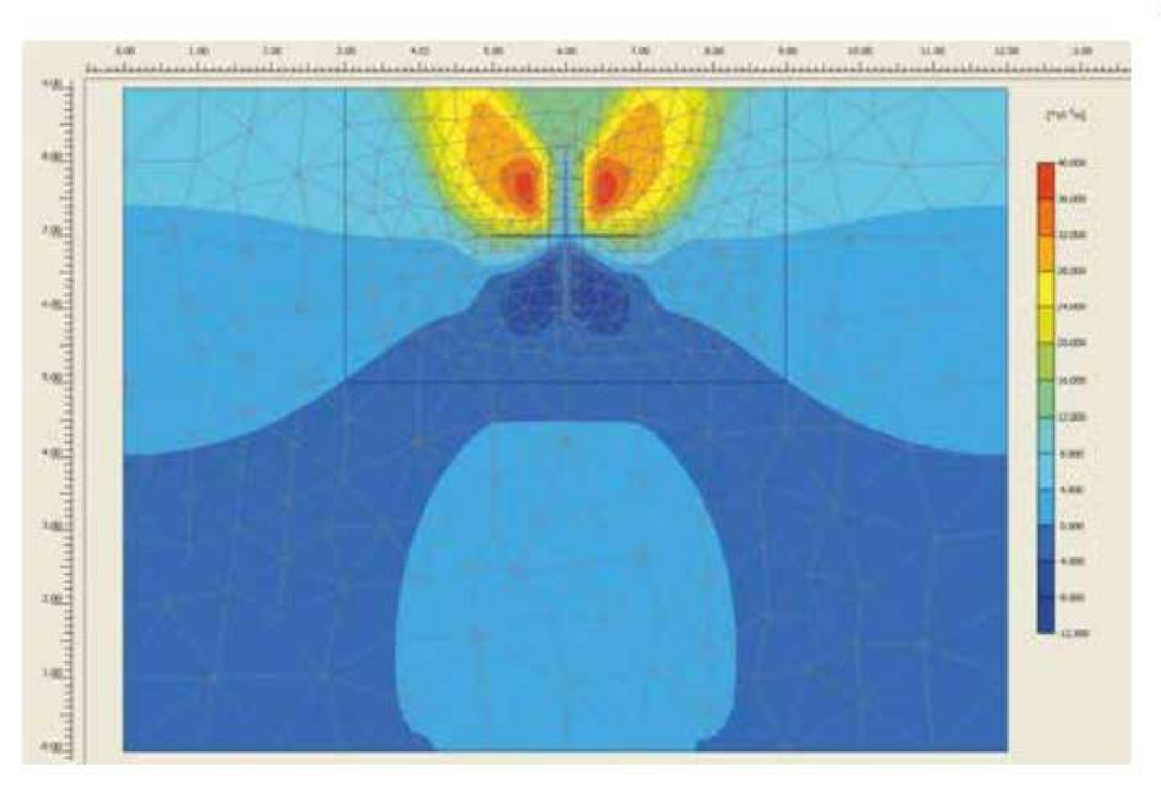


Figure 5.33 Phase 1 – Déplacements verticaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

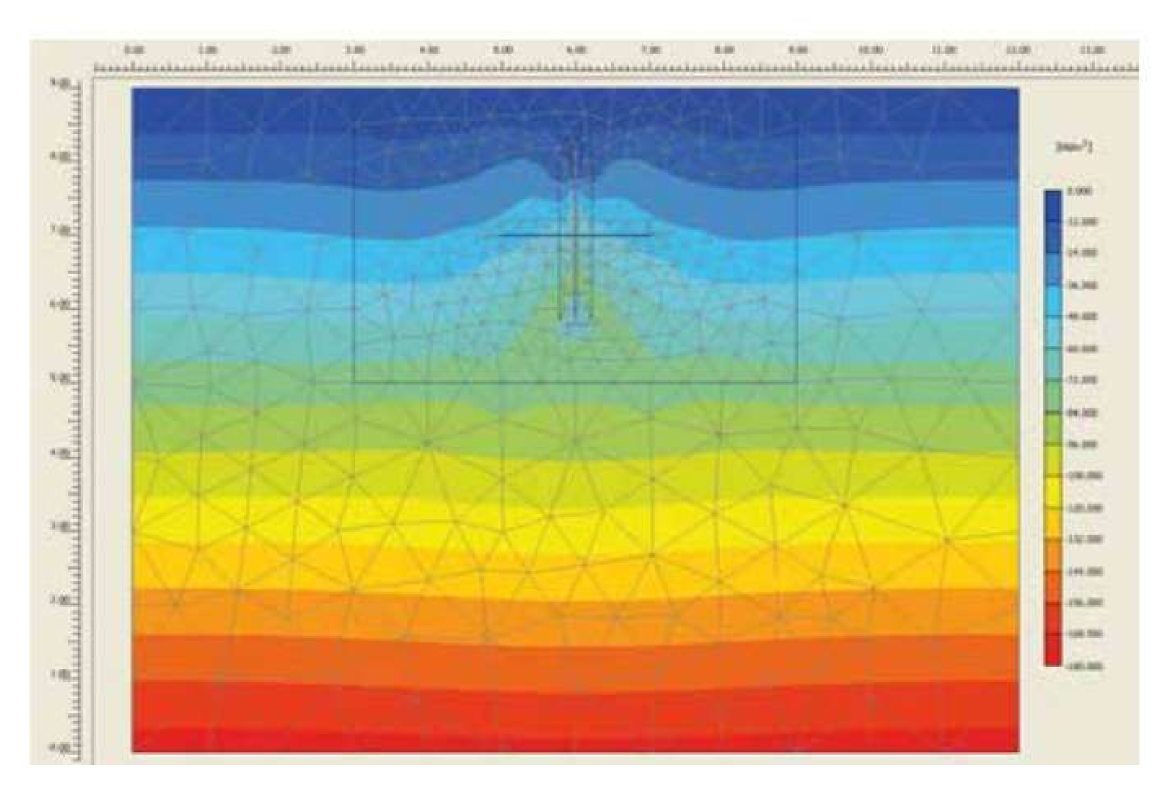


Figure 5.34 Phase 1 – Contraintes verticales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).

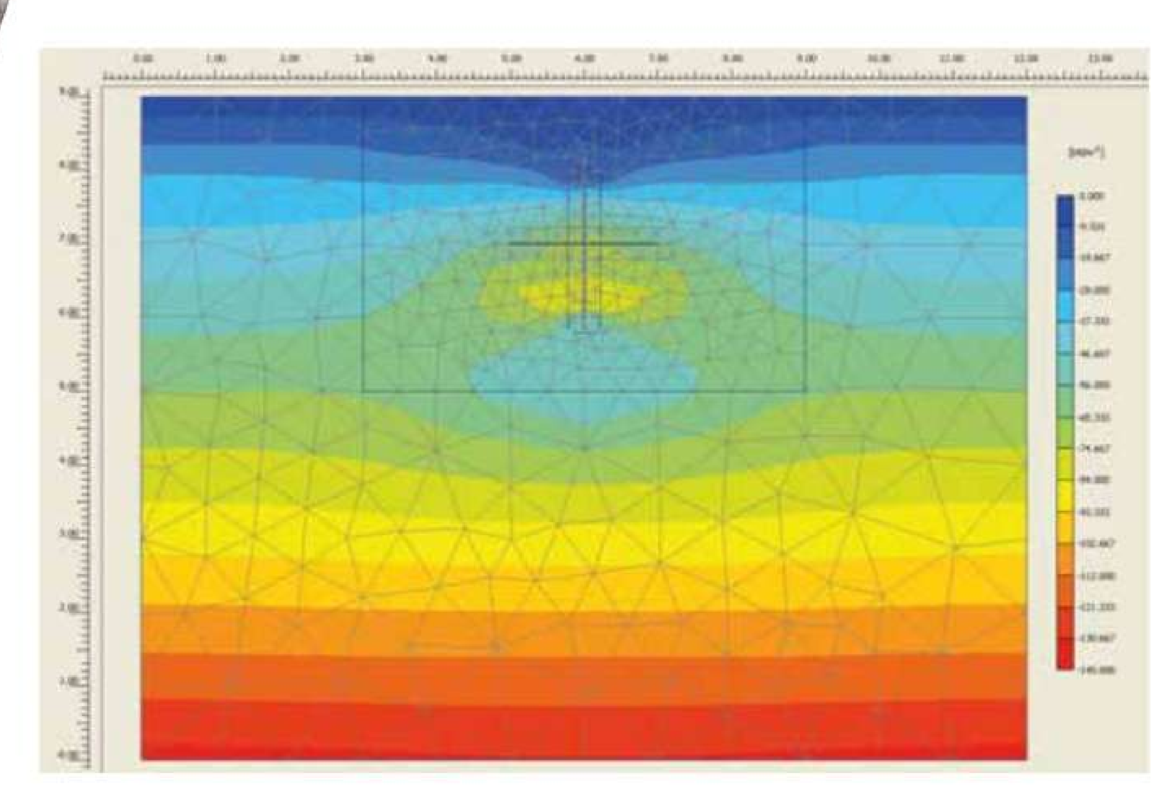


Figure 5.35 Phase 1 – Contraintes horizontales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).

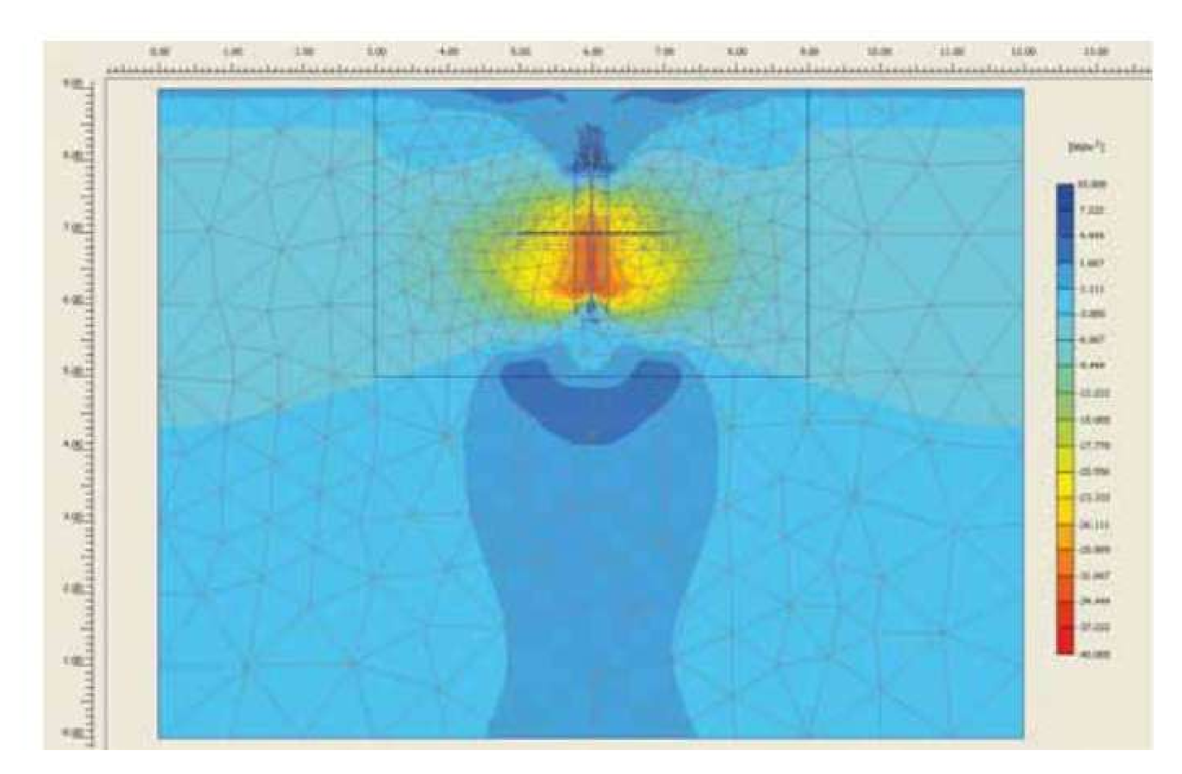


Figure 5.36 Phase 1 – Surpressions interstitielles (*shadings*, « dégradés »).

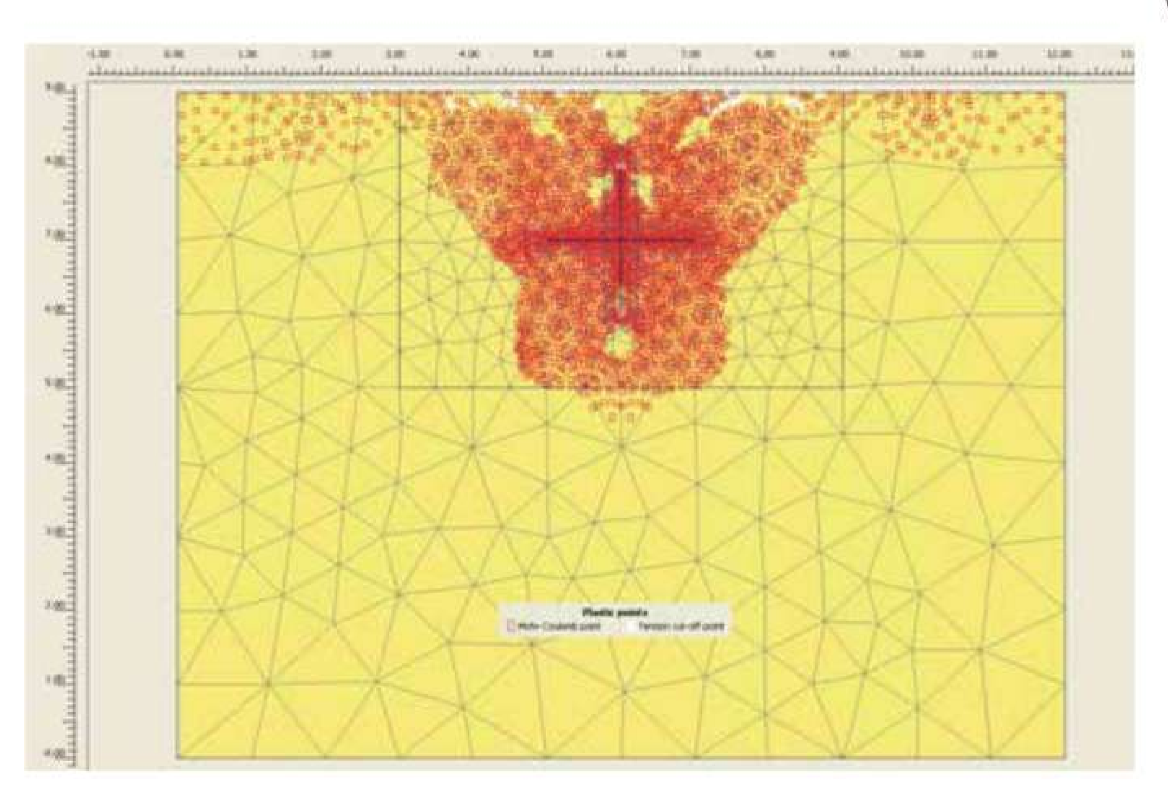


Figure 5.37 Phase 1 – Points de plastification (*plastic points*).

Les résultats obtenus montrent une inversion des contraintes principales à proximité du point d'injection, ce qui nous a permis de passer à la simulation de la phase 2. En appliquant un mode opératoire analogue à celui de la phase 1, dans ce cas également, on a recherché la condition d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine contenue dans la fracture horizontale et la contrainte de confinement du sol environnant (**figure 5.38** et **tableau 5.6**, page suivante).

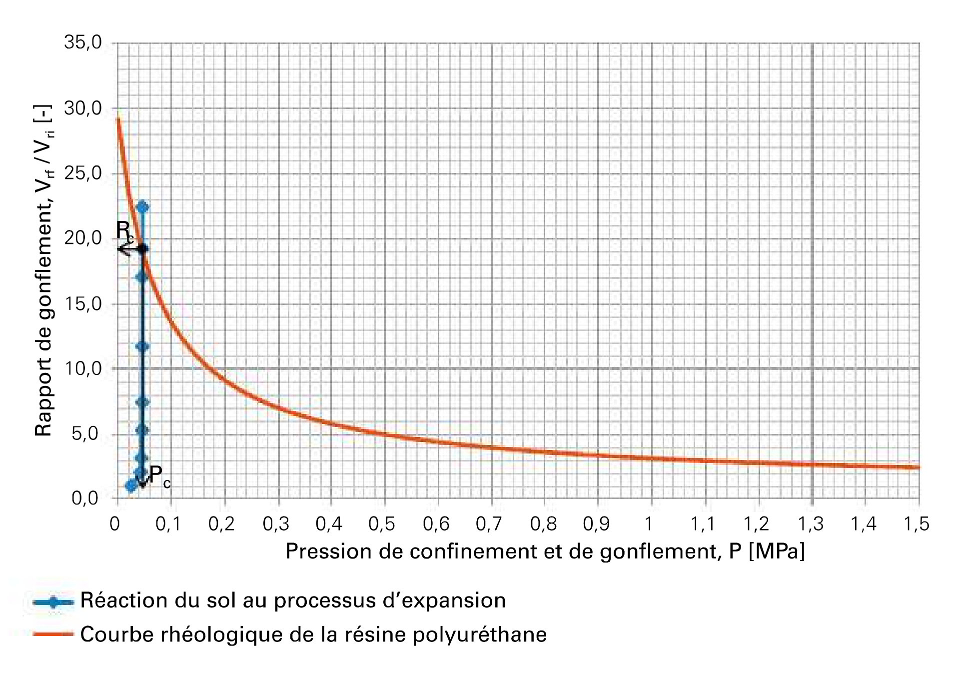



Figure 5.38 Phase 2 – Détermination de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

Tableau 5.6 Caractéristiques du projet de traitement étudié.

| **Volume initial de la résine injectée, $V_{ri}$ [m³]** | **Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, $P_C$ [MPa]** | **Taux de gonflement du projet, $R_C$ [-]** | **Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, $V_{rf}$ [m³]** |
|---|---|---|---|
| 0,009346 (≅ 9 litres) | 0,046 | 19,19 | 0,179345 (≅ 179 litres) |

Sur les **figures 5.39** à **5.45**, on peut voir les éléments suivants : maillage déformé, contraintes totales verticales et horizontales, surpressions interstitielles et points de plastification.

Il convient de souligner que les déplacements indiqués dans la phase 2 ont été calculés après remise à zéro de ceux de la phase précédente. À l'inverse, l'état de contraintes tient également compte de la phase précédente.

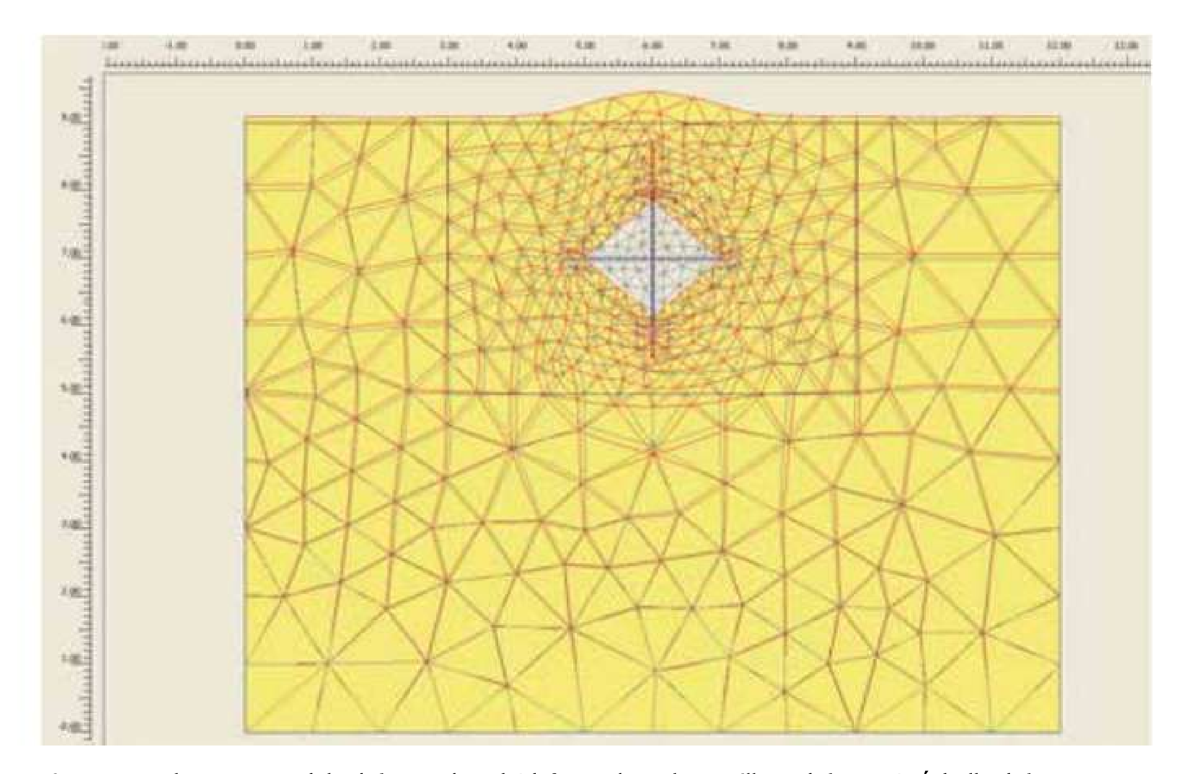


Figure 5.39 Phase 2 – Modèle déformé du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

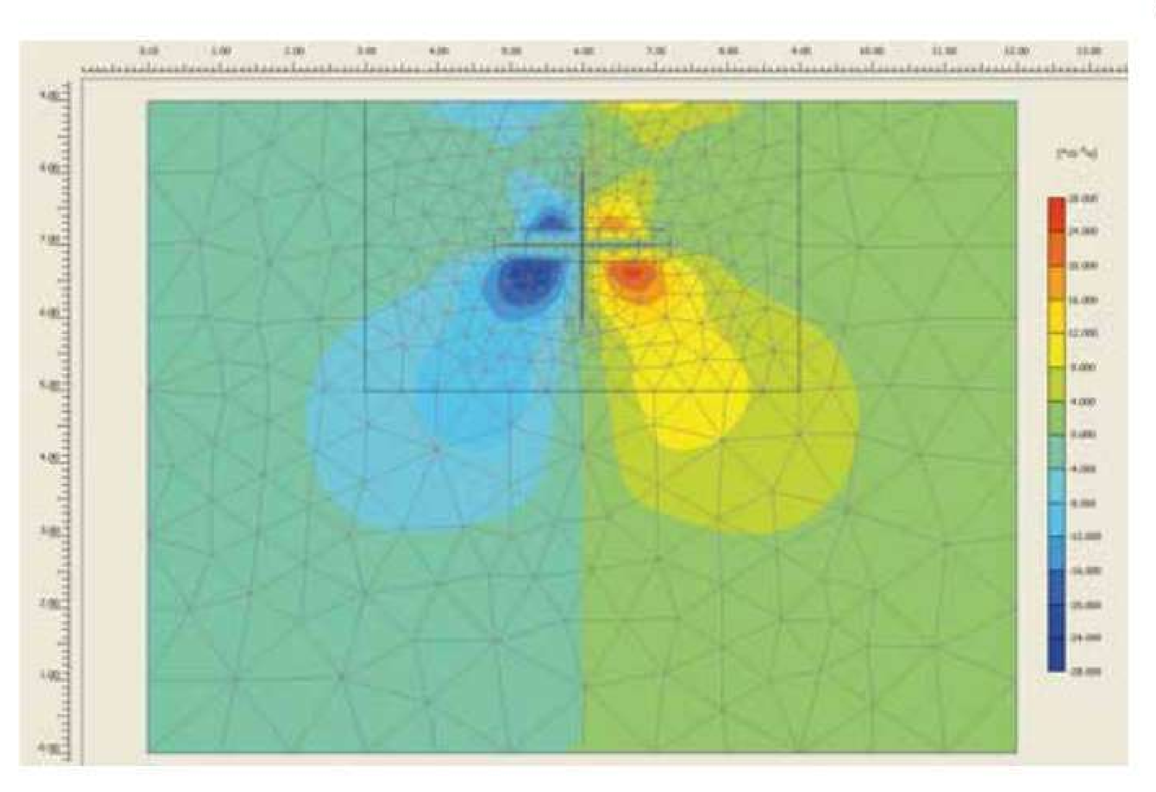


Figure 5.40 Phase 2 – Déplacements horizontaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

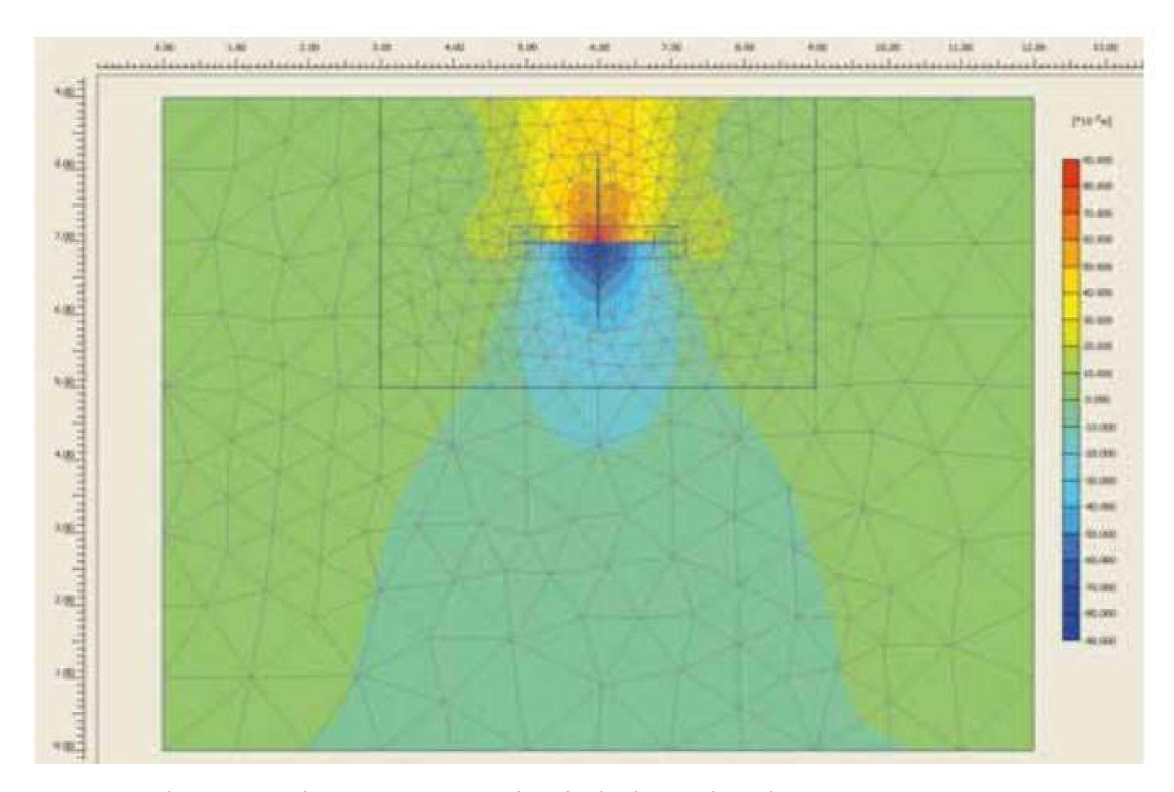


Figure 5.41 Phase 2 – Déplacements verticaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

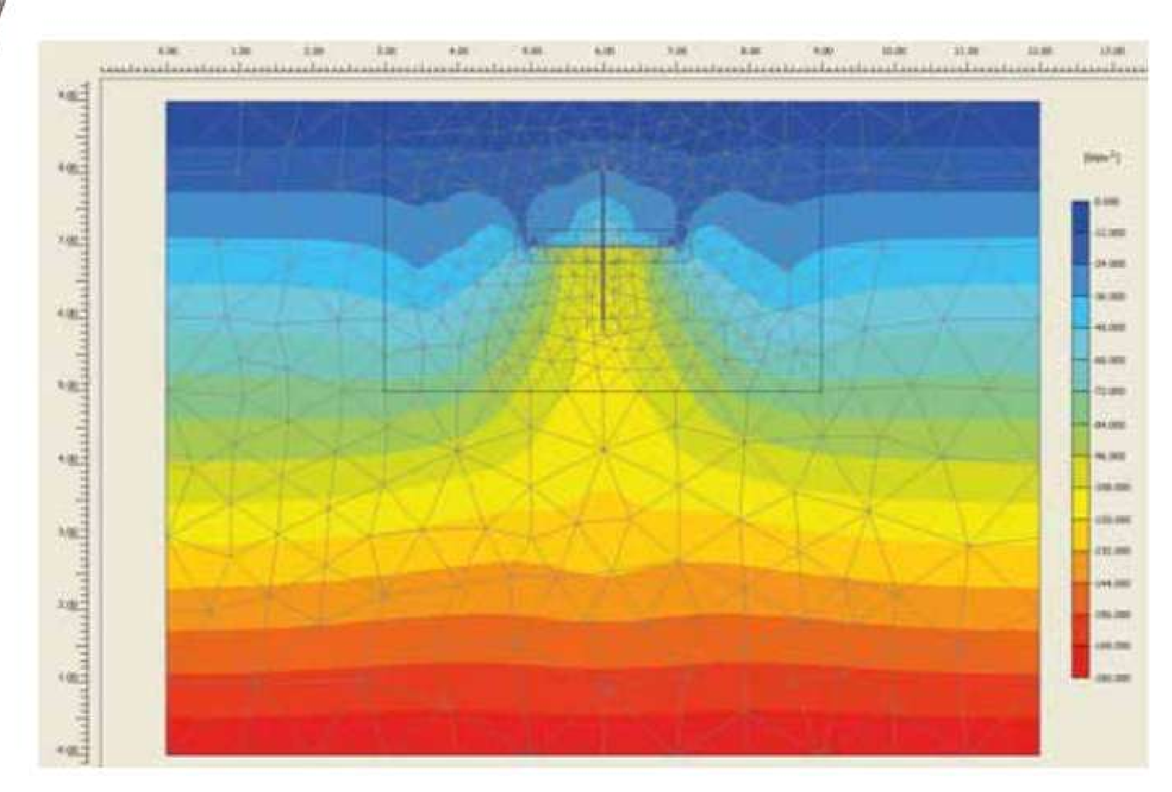


Figure 5.42 Phase 2 – Contraintes verticales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).

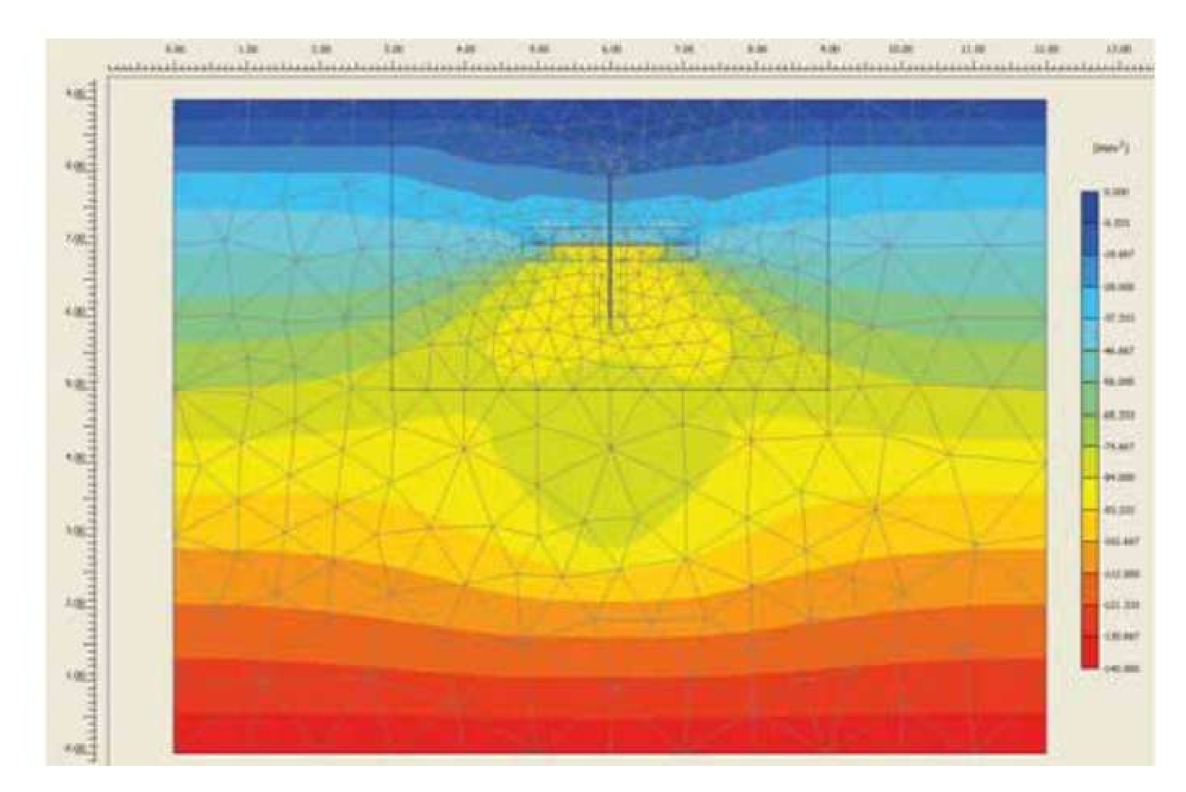


Figure 5.43 Contraintes horizontales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).

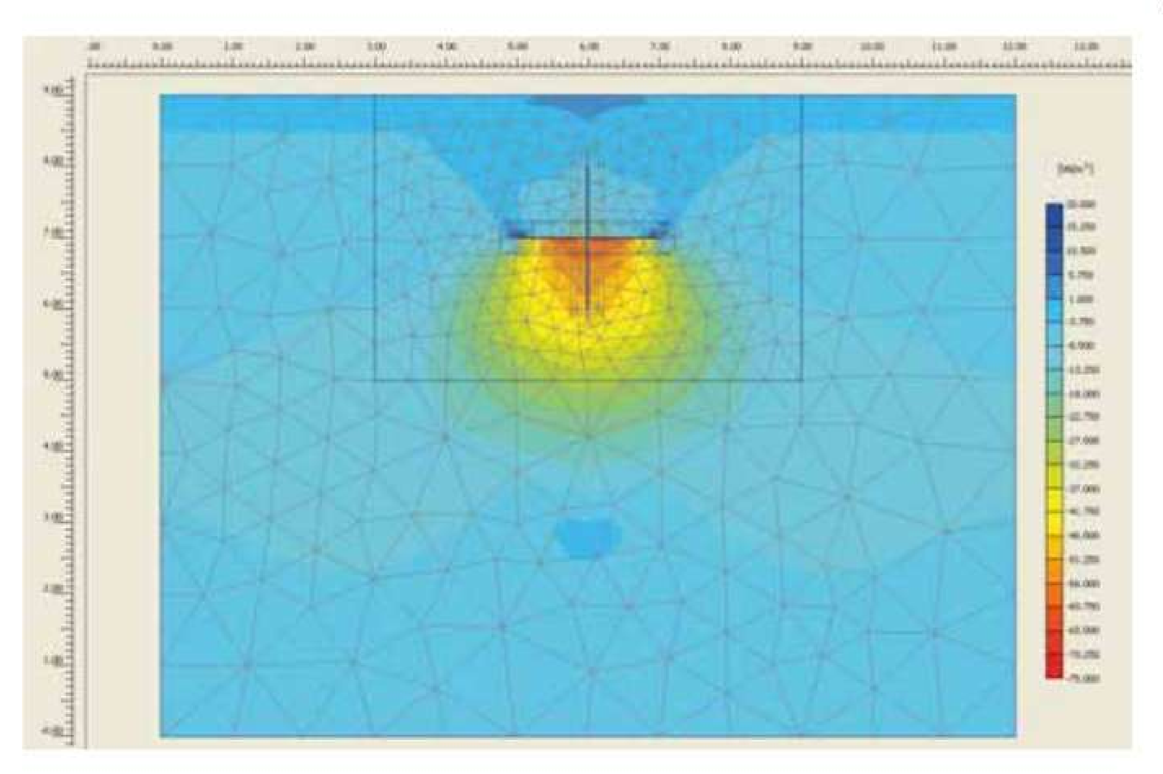


Figure 5.44 Phase 2 – Surpressions interstitielles (*shadings*, « dégradés »).

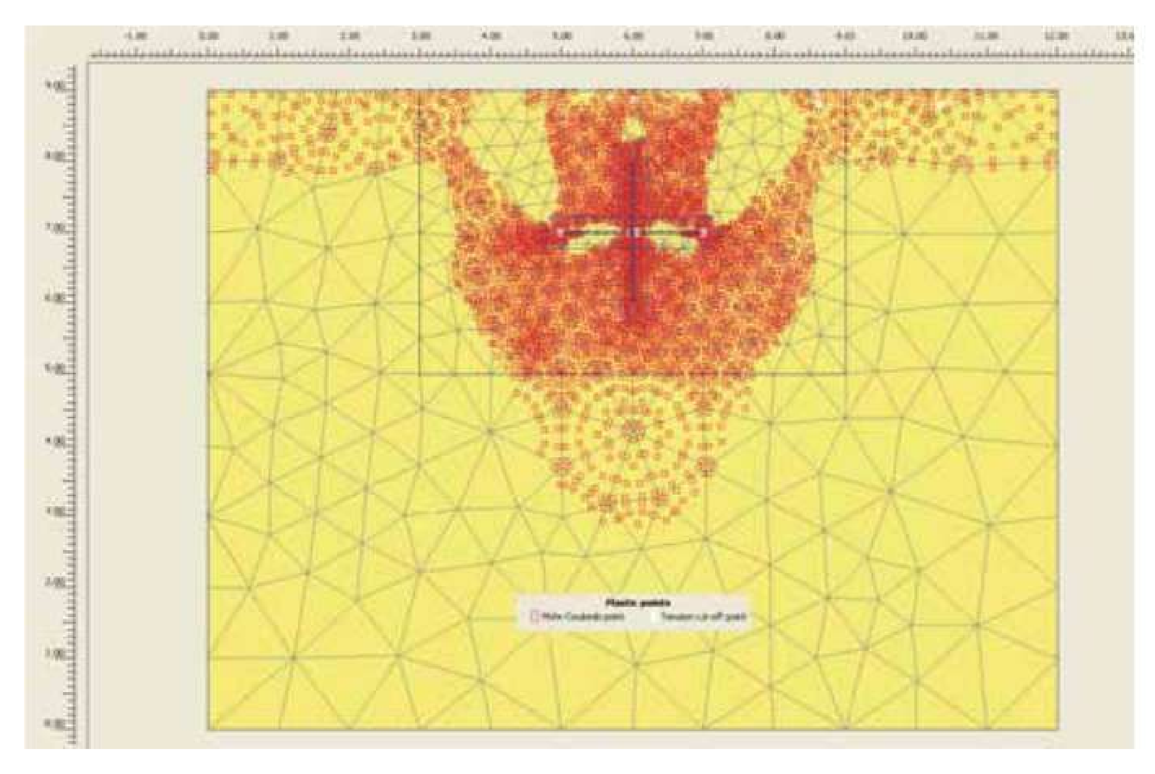


Figure 5.45 Phase 2 – Points de plastification (*plastic points*).

Le soulèvement maximal calculé par rapport au niveau de la surface naturelle du sol est égal à 4,5 cm (voir **figure 5.41**), soit environ 50 % de l'ouverture moyenne de la fracture horizontale (à savoir : 17/2 = 8,5 cm).

Enfin, on est passé à la phase 3, au cours de laquelle on a procédé à une simulation de la consolidation du matériau, à la suite de laquelle il s'est produit une dissipation totale des surpressions interstitielles générées par les processus d'expansion des fractures.

Les **figures 5.46** à **5.50** présentent les résultats obtenus en termes de maillage déformé, déplacements totaux, surpressions interstitielles et points de plastification.

Dans ce cas, les déplacements tout comme l'état de contraintes ont été calculés en tenant compte des résultats obtenus dans la simulation de la phase 2.

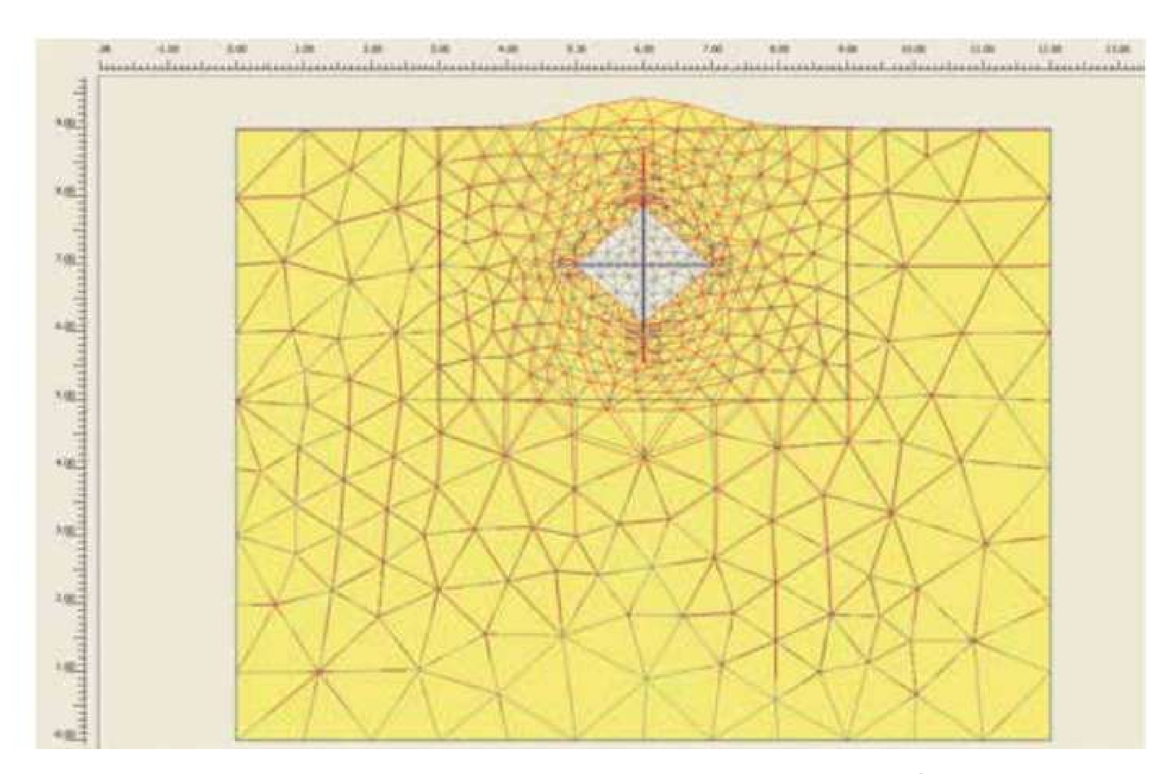


Figure 5.46 Phase 3 – Modèle déformé du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

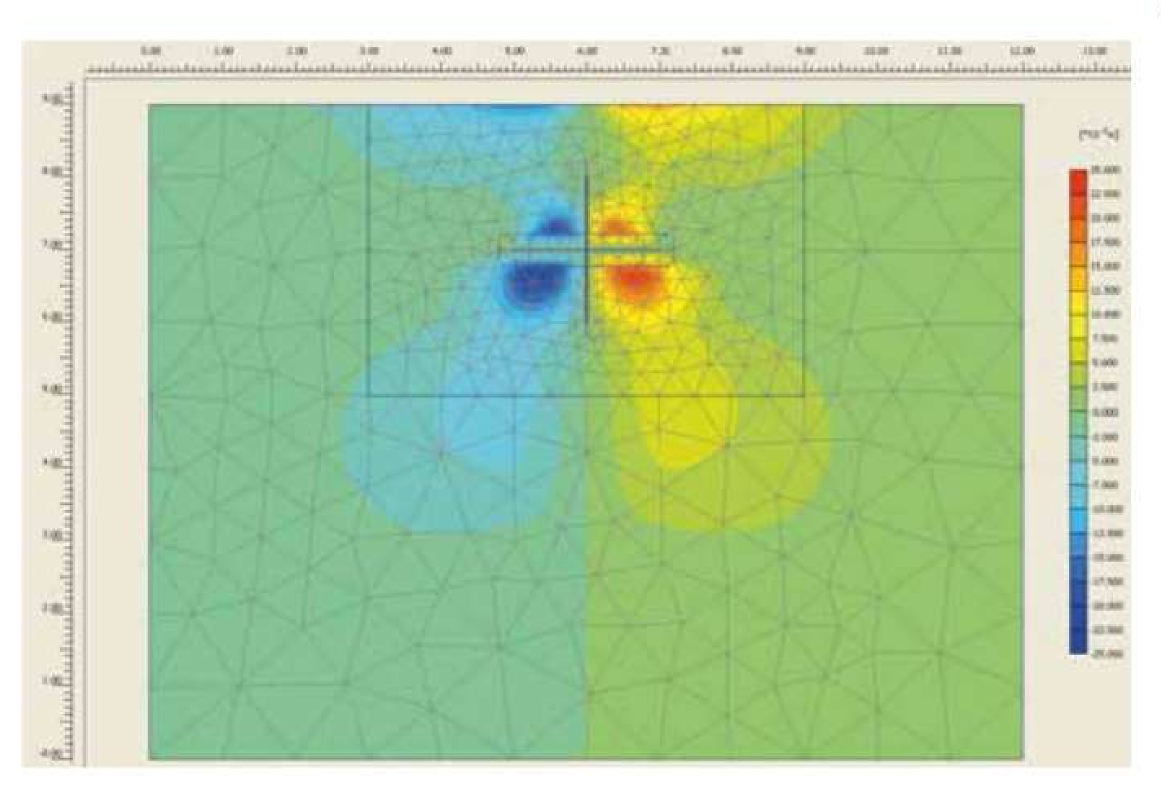


Figure 5.47 Phase 3 – Déplacements horizontaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

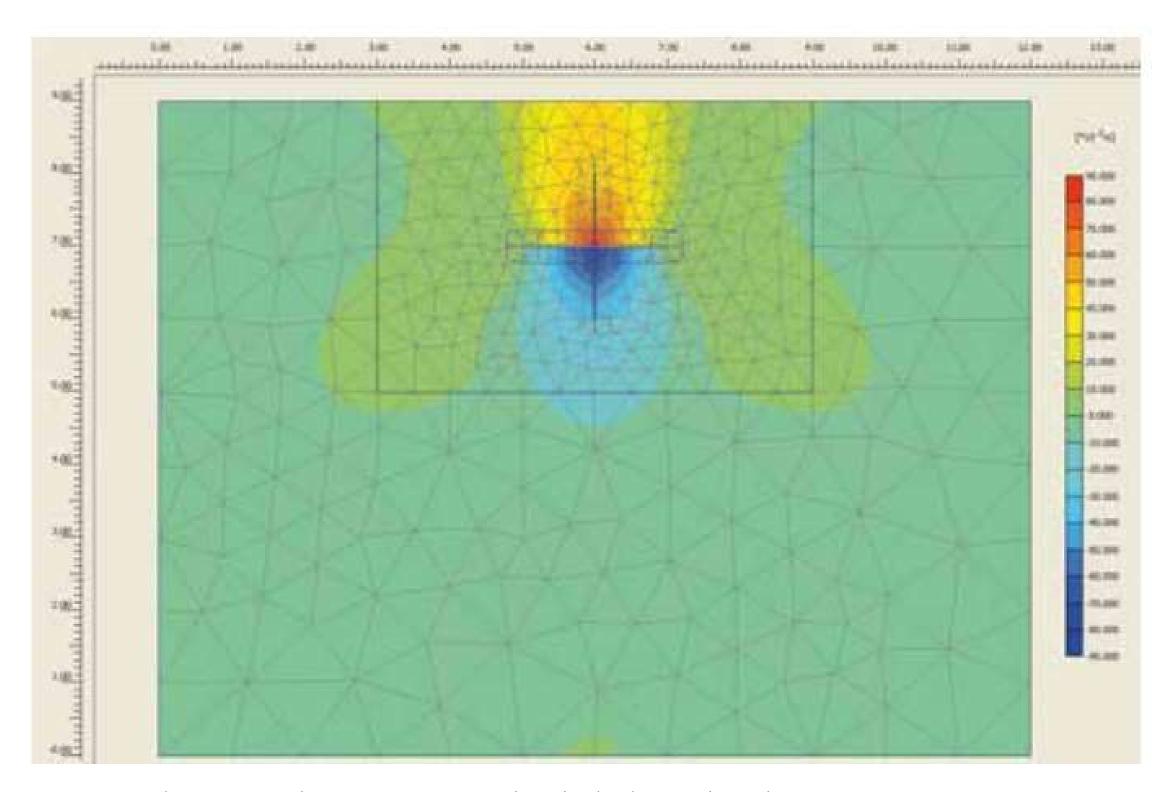


Figure 5.48 Phase 3 – Déplacements verticaux du sol (*shadings*, « dégradés »).

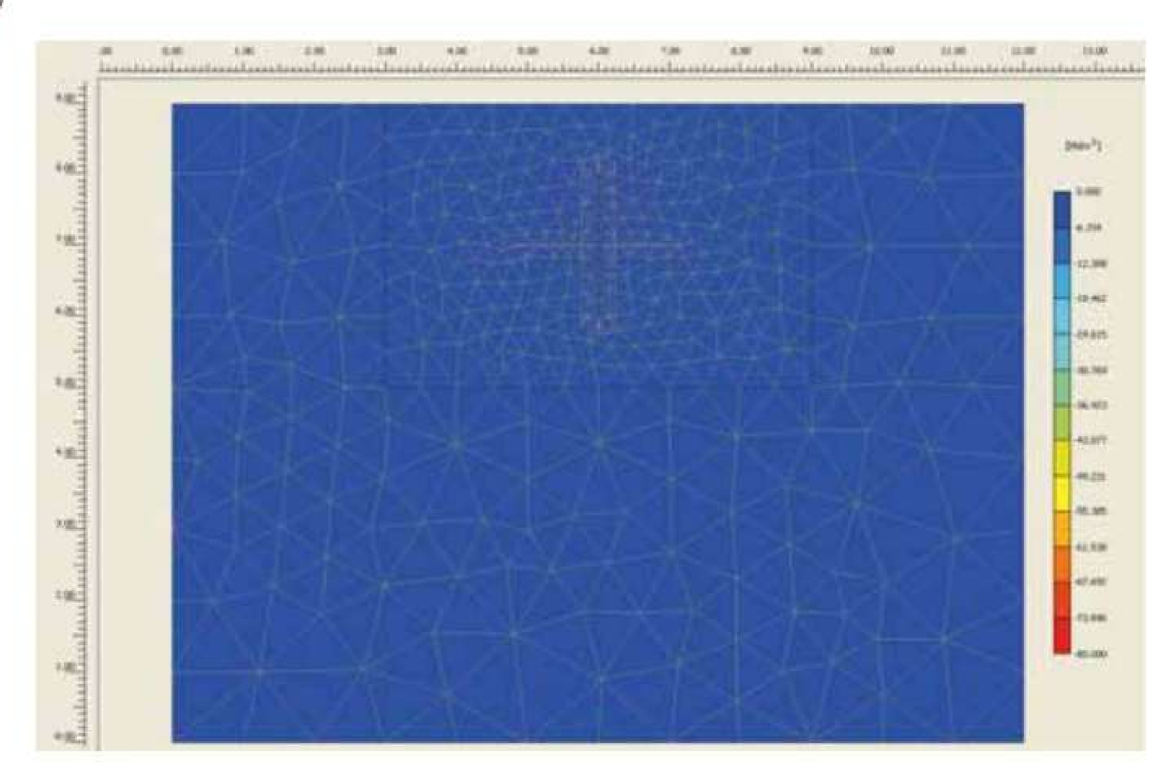


Figure 5.49 Phase 3 – Surpressions interstitielles (*shadings*, « dégradés »).

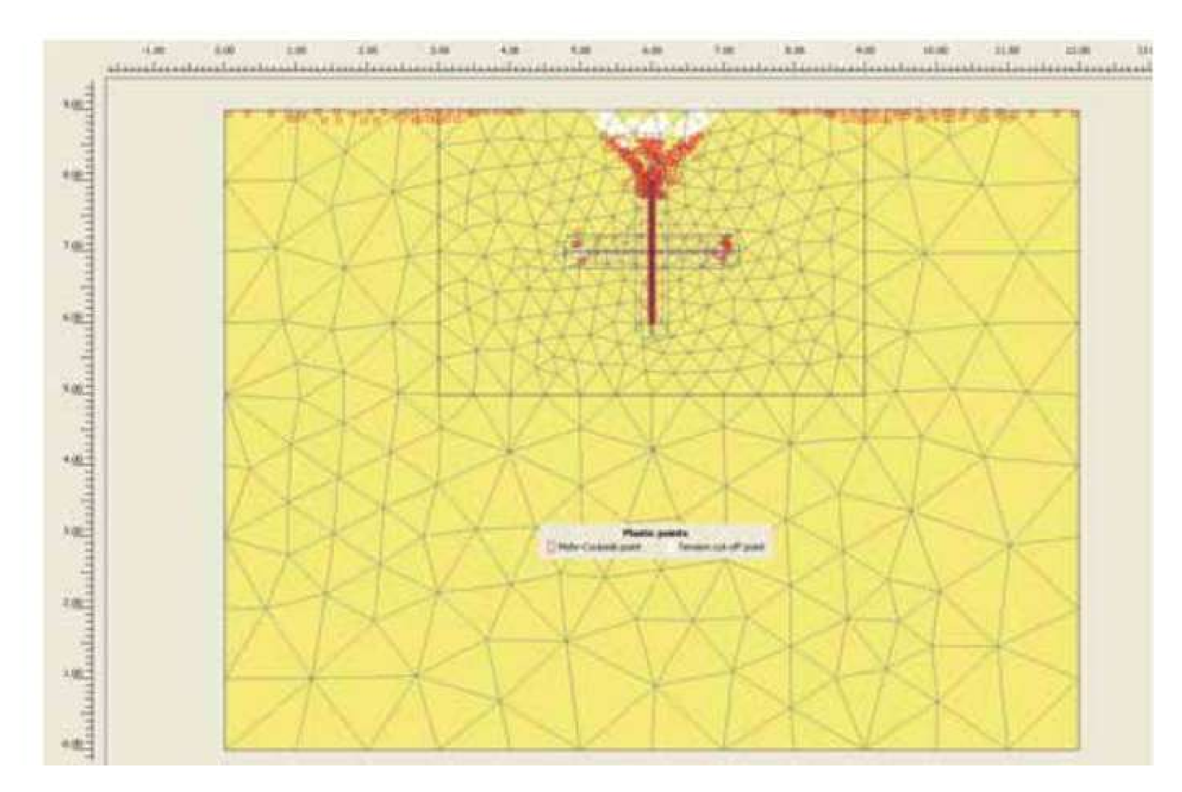


Figure 5.50 Phase 3 – Points de plastification (*plastic points*).

La **figure 5.51** représente également les déplacements subis par le sol au cours du processus de dissipation des surpressions interstitielles sans tenir compte de ceux calculés pendant la phase précédente, de manière à mettre en évidence les variations de l'état de déformations associé à la consolidation.

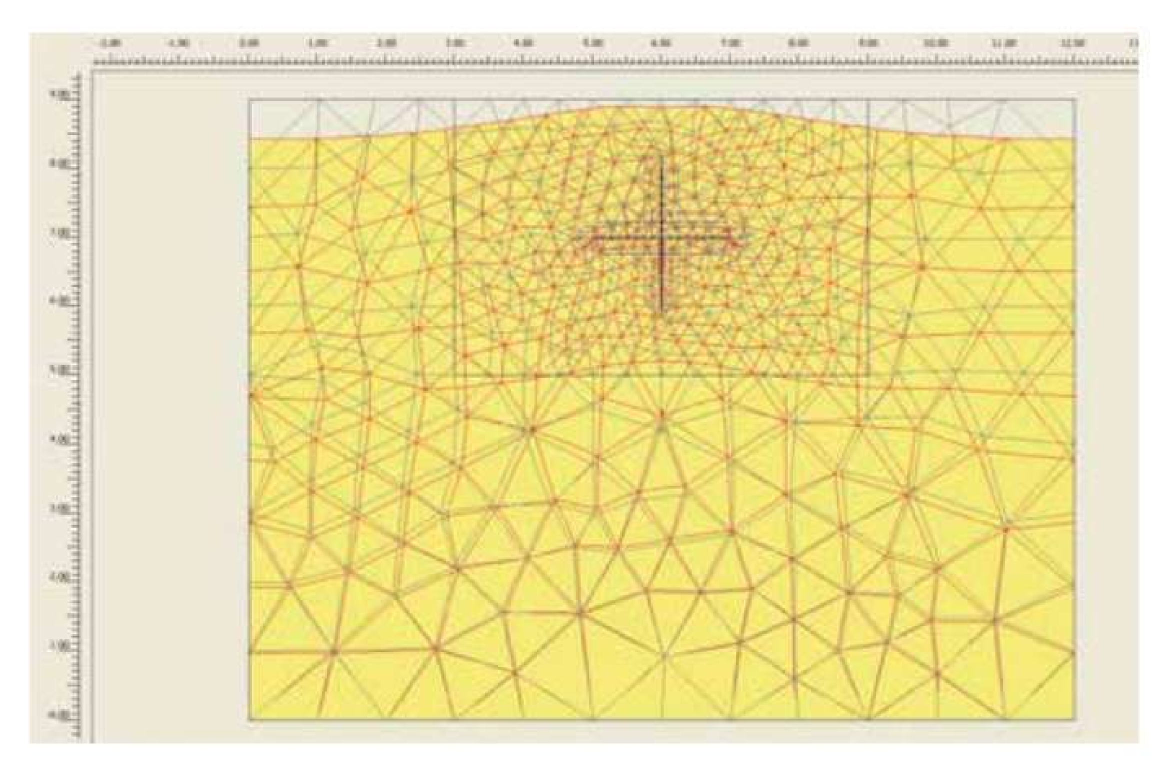


Figure 5.51 Phase 3 – Modèle déformé du sol avec remise à zéro (réinitialisation) des déplacements calculés dans les phases précédentes (deformed mesh, « maillage déformé »). Échelle déformée.

Il peut être observé que la phase de consolidation comporte une réduction du soulèvement obtenu dans des conditions non drainées (phase 2) d'ampleur contenue (l'abaissement du niveau de la surface naturelle du sol varie de 0,45 cm, au niveau de l'axe de la fracture, à 1,1 cm, au niveau des bords du modèle).

Les résultats obtenus avec le modèle numérique font ressortir l'importance des conditions de plastification pour l'évaluation de l'état de contraintes et de déformations aux alentours de la fracture. Il en résulte que les modèles purement élastiques, généralement utilisés pour l'étude de la propagation des fractures de façon analytique, conduisent à des résultats très éloignés du comportement réel des sols.

# 4. Conclusion

L'analyse numérique est l'outil le plus approprié pour l'analyse des effets induits par les injections de résine polyuréthane Uretek dans les sols, car elle permet de tenir compte des effets de bord (c'est-à-dire proximité du niveau de la surface naturelle du sol au point d'injection), des conditions de plastification du sol ainsi que de l'hétérogénéité et l'anisotropie susceptibles de caractériser le site étudié.

Les analyses exposées dans ce chapitre sont des exemples de la façon dont peuvent être étudiés divers problèmes d'application où les effets produits par les injections dans le sol

sont très différents les uns des autres (injections solides [*compaction grouting*] ou injections de compensation [*compensation grouting*]). Dans tous les cas, les résultats obtenus ne peuvent pas être estimés avec des modèles analytiques simplifiés, fondés sur des hypothèses simplificatrices, comme celles d'un milieu infiniment étendu ou d'un comportement purement élastique. Il convient, toutefois, de noter que le degré de précision très pointu de l'analyse numérique s'accompagne obligatoirement d'une caractérisation géotechnique extrêmement détaillée. Par ailleurs, il ne fait aucun doute que l'analyse numérique est bien plus complexe que l'utilisation de solutions analytiques. Il incombe, par conséquent, au concepteur d'évaluer le niveau de précision de l'analyse qu'il souhaite effectuer et de toujours se ménager des marges de sécurité suffisantes pour tenir compte des simplifications adoptées.




# Risque de liquéfaction

## 1. Introduction

Le succès des interventions de consolidation par le biais d'injections de résine Uretek doit être vérifié *a posteriori* de manière adéquate, grâce à une comparaison entre les paramètres obtenus lors des essais effectués avant et après l'intervention de remise en état. Ces essais peuvent inclure des essais en laboratoire ou, plus fréquemment, des essais *in situ*, tels que par exemple des essais de pénétration statique et dynamique.

À partir de ces essais, il est possible de procéder à une vérification de la sécurité du sol de fondation traité avec des résines expansives, dans l'optique de confirmer son adéquation par rapport aux charges transmises par les fondations dans des conditions sismiques. En particulier, il est possible d'évaluer le risque de liquéfaction du sol sous l'action d'un séisme, conformément aux normes sismiques européennes (norme EN 1998, 2005, Eurocode 8).

Il convient de noter que le phénomène de liquéfaction concerne uniquement certains types de dépôts ou formations géologiques. Nous n'étudions ici que les sols à grains grossiers (sables et graviers), meubles, saturés. En effet, ces sols, même lorsqu'ils sont secs, peuvent subir un compactage lors d'un événement sismique lié à l'action des cycles de charges-décharges. L'ampleur de ce phénomène est liée au degré de compactage initial du sol considéré, aux contraintes de confinement (profondeur), à la magnitude de la secousse sismique et à sa durée (Lai *et al.*, 2009).

Dans le cadre des études d'ingénierie, il est nécessaire d'évaluer la sensibilité à la liquéfaction d'un dépôt de sol et son risque effectif de survenue, par rapport à un mouvement sismique attendu, étant donné que les conséquences de ce phénomène, en termes d'affaissements ou d'éventuels phénomènes d'instabilité, sont particulièrement graves.

## 2. Évaluation du risque de liquéfaction

Dans un sol à grains grossiers, peu compact, saturé, le phénomène de liquéfaction induit par une secousse sismique implique une perte partielle ou totale de la résistance au cisaillement et de la rigidité, à la suite de l'augmentation de la pression interstitielle qui peut s'accompagner d'une forte réduction, voire même de l'annulation, des efforts effectifs du sol, ce qui entraîne un effondrement ou des déformations permanentes significatives.

Étant donné que l'application d'un effort de cisaillement entraîne, dans des conditions non drainées, le développement de pressions interstitielles positives dans les sols où il se manifeste, et, dans des conditions drainées, une diminution de volume, la sensibilité à la

liquéfaction peut être mise en rapport avec l'état initial du sol, identifié par les valeurs de l'indice des vides (*e*) et par la tension moyenne efficace (*p*'), sur la base de la théorie de l'état critique. La courbe d'état critique, montrée par la **figure 6.1**, sépare les états initiaux pour lesquels le sol, s'il est soumis à des charges déviatrices en conditions drainées, est caractérisé par un comportement contractant ou dilatant. En particulier, les états initiaux représentés par les points qui se trouvent au-dessus de la ligne d'état critique sont ceux pour lesquels se manifestent des diminutions de volume en conditions drainées et se développent des pressions interstitielles positives en conditions non drainées. Par conséquent, ces états sont ceux dans lesquels le sol est sensible à la liquéfaction quand il est soumis à des efforts de cisaillement cycliques.

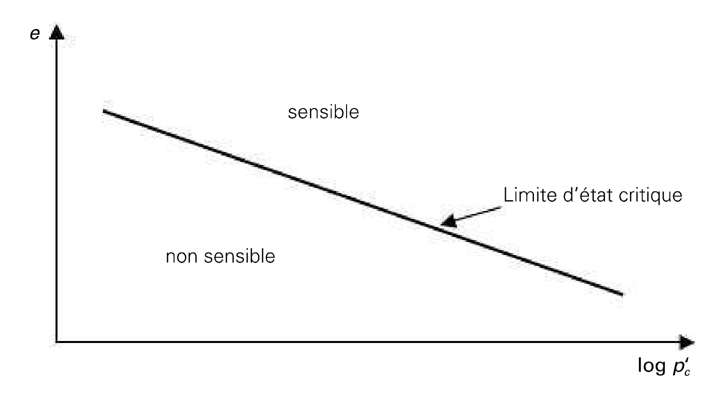



Figure 6.1 Sensibilité à la liquéfaction en relation avec les paramètres d'état initiaux, *e* = indice des vides, *p'* = tension moyenne efficace (modifiée de Kramer, 1996)

Les essais en laboratoire ont montré que le phénomène de liquéfaction était susceptible de se produire pour les matériaux sableux saturés, uniquement sous certaines conditions intrinsèques et de charge (Ishihara, 1993 ; Kramer, 1996). Outre les paramètres d'état initiaux déjà cités, à des fins d'évaluation de la sensibilité à la liquéfaction, il est d'autres éléments particulièrement importants, tels que l'historique temporel des sollicitations sismiques auxquelles est soumis un élément de sol, l'historique de l'état de contraintes, sa teneur en fine et son indice de plastification. Les dépôts sableux propres, meubles, récents, à granulométrie uniforme avec des particules arrondies, et peu profonds sont les plus sensibles à la liquéfaction (Lai *et al.*, 2009).

L'évaluation de la sensibilité à la liquéfaction des sols granulaires est effectuée par des méthodes empiriques fondées sur des essais géotechniques *in situ*, étant donné qu'il est extrêmement difficile de procéder à un échantillonnage non perturbé de ces types de matériaux et qu'en outre, il est impossible de se fier à des échantillons reconstitués en laboratoire, qui ne reproduisent pas correctement la structure du sol *in situ* ni même l'influence de l'historique de l'état de contraintes.

Les normes en vigueur précisent que l'évaluation du coefficient de sécurité à la liquéfaction peut être réalisée avec des procédures historico-empiriques, dont les plus courantes sont certainement celles relatives à la contrainte cyclique induite par un tremblement de terre, selon l'approche proposée initialement par Seed & Idriss (1971), fondée sur l'inter-

prétation des résultats des essais de pénétration dynamique (SPT, *Standard Penetration Test*), réalisés sur des sites ayant déjà subi dans le passé des phénomènes de liquéfaction. L'historique temporel des accélérations induites par l'événement sismique est traité comme une excitation cyclique d'amplitude constante, et le risque de liquéfaction est évalué en comparant les sollicitations induites avec un paramètre de résistance cyclique, obtenu de manière empirique par des études de cas de liquéfaction survenus dans le passé ou par des essais en laboratoire (NTC 08, article 7.11.3.4.3).

À une profondeur donnée par rapport au niveau de la surface naturelle du sol, on estime les variables suivantes :

- la sollicitation sismique d'une couche de sol, exprimée en termes de CSR (*Cyclic Stress Ratio*, « taux de contrainte cyclique ») ;
- la capacité du sol à résister à la liquéfaction, exprimée en termes de CRR (*Cyclic Resistance Ratio*, « taux de résistance cyclique »), qui correspond au taux de contrainte cyclique auquel se produit la liquéfaction.

On suppose qu'il est possible d'avoir une liquéfaction, dans le cas où la sollicitation sismique (CSR) est supérieure à la résistance (CRR). Le coefficient de sécurité à la liquéfaction, FSL, est donc défini comme suit :

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} \quad [6.1]$$

Du point de vue des performances, il est impératif que la pertinence du facteur de sécurité soit évaluée en fonction du niveau de connaissance disponible à propos du site et des risques associés pour les ouvrages qui y sont érigés (voir article 7.11.3.4.3 de la norme NTC 08).

L'Eurocode 8 (norme EN 1998-5, 2005), en revanche, quantifie les marges de sécurité et affirme qu'un sol doit être considéré comme sensible à la liquéfaction lorsque la contrainte de cisaillement générée par un tremblement de terre à une profondeur donnée est supérieure à 80 % de la contrainte critique ayant provoqué la liquéfaction lors de séismes passés à la même profondeur. Un niveau de contrainte de cisaillement égal à 80 % de la valeur critique correspond à un facteur de sécurité de 1,25 (Lai *et al.*, 2009).

## 2.1. Évaluation du taux de contrainte cyclique (CSR)

L'état de contrainte induit par un séisme dans le sol suit une loi de variation dans le temps qui est irrégulière, difficile à reproduire dans les essais en laboratoire : par convention, cet historique est représenté par une série équivalente de cycles de contraintes sinusoïdaux (Lai *et al.*, 2009). En supposant des cycles d'une amplitude égale à 65 % de la contrainte de cisaillement maximale, Seed *et al.* (1975) ont déduit une relation entre le nombre de cycles équivalents qui produisent une augmentation de la pression interstitielle égale à celle de l'historique irrégulier associé à des tremblements de terre enregistrés et à la magnitude correspondant à ces enregistrements (**figure 6.2**, page suivante).

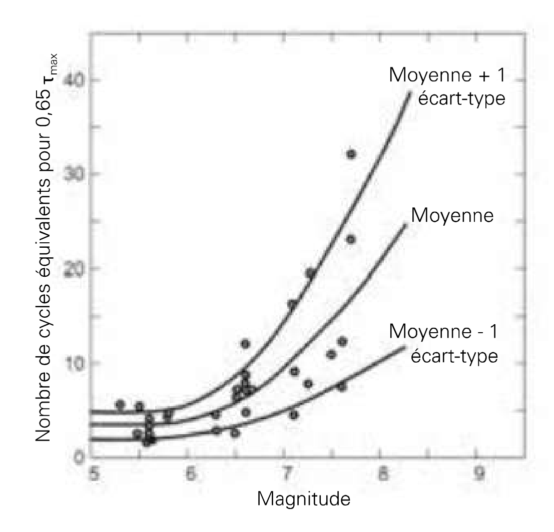



Figure 6.2 Relation entre le nombre de cycles équivalents et la magnitude (d'après Lai *et al.*, 2009, et selon Seed *et al.*, 1975).

En prenant comme référence un séisme de magnitude 7,5, la sollicitation induite par l'historique temporel correspondant peut être assimilée à une sollicitation cyclique avec un nombre de cycles équivalents égal à 15 et une amplitude $\tau_c$ égale à :

$$\tau_c = 0,65 \cdot \tau_{max} \quad [6.2]$$

où $\tau_{max}$ représente la valeur maximale de la contrainte de cisaillement, qui peut être obtenue à partir d'une étude de la réponse sismique locale du dépôt de sol, ou, en variante, qui peut être estimée à l'aide de certaines considérations concernant l'équilibre d'un élément de sol soumis à une accélération horizontale, avec la formule simplifiée suivante :

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \quad [6.3]$$

où :

- $a_{max}$ est l'accélération horizontale maximale à la surface générée par le tremblement de terre, qui peut être estimée en suivant l'approche simplifiée proposée par les normes NTC 08, (comme $S \cdot a_g$) ;
- $g$ est l'accélération de la pesanteur ;
- $\sigma_{v0}$ est la pression géostatique verticale totale ;
- $r_d$ est un coefficient de réduction de la contrainte, qui tient compte des phénomènes d'amplification sismique induits par la déformabilité du sol. La valeur moyenne de $r_d$ peut être calculée comme (Youd *et al.*, 2001) :

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z \qquad z \leq 9,15 \text{ m} \quad [6.4]$$
$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z \qquad 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

Le rapport de contrainte cyclique CSR est donné par l'amplitude de la contrainte cyclique de cisaillement normalisé par rapport à la contrainte géostatique verticale effective $\sigma'_{v0}$ :

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad [6.5]$$

## 2.2. Évaluation du taux de résistance cyclique (CRR)

La méthode idéale pour évaluer le taux de résistance cyclique (CRR) consiste à prélever et à soumettre à des essais en laboratoire des échantillons de sol intacts (non perturbés). Toutefois, dans la pratique courante, compte tenu des difficultés rencontrées pour obtenir des échantillons intacts (non perturbés) de sols à grains grossiers, on utilise des corrélations empiriques, fondées sur les résultats des études géotechniques *in situ*.

Les essais les plus couramment effectués dans ce contexte sont les suivants :

- essai standard de pénétration (SPT) ;
- essai de pénétration statique (CPT) ;
- essais géophysiques d'estimation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement ($V_s$).

Les corrélations empiriques pour l'évaluation du CRR à partir des résultats des essais de pénétration SPT et CPT se basent sur un grand volume de données et sur un passé riche en études de cas et, pour cette raison, donnent des résultats plus fiables. Étant donné que les procédures d'évaluation du CRR fondées sur des essais *in situ* font référence à un tremblement de terre d'une magnitude de 7,5, ce qui correspond à quinze cycles de charge équivalents, l'estimation doit être corrigée pour tenir compte de la magnitude du séisme attendu. Cette correction est généralement introduite en appliquant à l'estimation du CRR correspondant à une magnitude de 7,5 ($CRR_{7.5}$) un facteur d'échelle MSF (*Magnitude Scaling Factor*) évaluable de manière prudente avec la formule (Youd *et al.*, 2001) suivante :

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_W^{2,56}} \qquad [6.6]$$

où $M_w$ est la magnitude du moment pour un tremblement de terre attendu sur le site d'intérêt.

En variante, l'Eurocode 8 (EN 1998-5, 2005) suggère de se référer aux valeurs proposées par Ambraseys (1988) et présentées dans le **tableau 6.1**, qui, toutefois, sont moins précautionneuses que les valeurs fournies par l'équation [6.6] (Lai *et al.*, 2009).

Tableau 6.1 Facteurs de correction à appliquer au CRR (norme EN 1998-5, 2005).

| $M_W$ | MSF | Cycles équivalents |
|---|---|---|
| 5,5 | 2,86 | 3,5 |
| 6,0 | 2,20 | 4 |
| 6,5 | 1,69 | 6,5 |
| 7,0 | 1,30 | 10 |
| 8,0 | 0,67 | 22 |

En tenant compte du facteur de correction pour la magnitude, la formule pour l'évaluation du facteur de sécurité à la liquéfaction (équation [6.1]) est modifiée comme suit :

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \qquad [6.7]$$

Le coefficient MSF dans l'équation [6.7] peut aussi être interprété comme un dividende à appliquer au CSR pour obtenir une valeur équivalente à la valeur de référence de la magnitude de 7,5.

La base de données sur les cas historiques de liquéfaction concerne uniquement les dépôts superficiels (d'une profondeur inférieure à 15 m), caractérisés par de faibles valeurs de contrainte de confinement. Les résultats des essais cycliques en laboratoire montrent que la résistance à la liquéfaction augmente au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte de confinement. Toutefois, cette croissance n'est pas linéaire et il s'avère donc nécessaire d'introduire un facteur de correction $K_\sigma$ pour des valeurs de contraintes géostatiques élevées (Youd *et al.*, 2001) :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{(f-1)} \qquad \sigma'_{v0} > p_a \qquad [6.8]$$
$$K_\sigma = 1 \qquad \sigma'_{v0} \leq p_a$$

où $\sigma'_{v0}$ est la contrainte géostatique verticale effective, $p_a$ la pression atmosphérique (exprimée dans la même unité de mesure que $\sigma'_{v0}$) et $f$ un paramètre en fonction des conditions du site, comme la densité relative, l'historique des contraintes et l'âge du dépôt (**tableau 6.2**). Avec l'introduction du facteur de correction $K_\sigma$, le coefficient de sécurité à la liquéfaction devient :

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \qquad [6.9]$$

Pour des profondeurs supérieures à 15 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol (pour lesquelles il existe peu de données historiques), l'extrapolation souffre de la présence de nombreuses incertitudes.

Tableau 6.2 Valeurs du paramètre *f* en fonction de la variation de la densité relative ($D_R$) (Youd *et al.*, 2001).

| *f* | $D_R$ [%] |
|---|---|
| 0,8 | ≤ 40 % |
| 0,8 à 0,005 ($D_R$–40) | 40 % < $D_R$ < 80 % |
| 0,6 | $D_R$ > 80 % |

## 2.2.1. Évaluation du CRR dans des essais SPT

Les méthodes pour l'évaluation du CRR à partir des résultats de l'essai de pénétration (SPT) sont décrites de manière détaillée par Lai *et al.* (2009). On trouvera ci-après les passages fondamentaux qui portent à cette détermination. Les relations font référence à $(N_1)_{60}$, c'est-à-dire à la valeur du nombre de coups par pied $N_{SPT}$ normalisée par rapport à la pression de confinement et rapportée à un rendement énergétique des équipements de l'essai égal à 60 %, qui peut être estimée en utilisant la formule proposée par Youd *et al.* (2001) :

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \qquad [6.10]$$

avec :

- $N_{SPT}$ = nombre de coups mesurés dans l'essai SPT pour une pénétration de 30 cm ;
- $C_N$ = facteur de correction pour la profondeur d'exécution de l'essai ;
- $C_E$ = facteur de correction du taux d'énergie de la masse ;
- $C_F$ = facteur de correction du diamètre du trou de forage ;
- $C_R$ = facteur de correction de la longueur du train de tiges ;
- $C_S$ = facteur de correction de la méthode d'échantillonnage (carottier).

Les valeurs supposées des différents facteurs de correction pour les cas les plus courants sont présentées dans le **tableau 6.3**. Par ailleurs, signalons que, pour des profondeurs inférieures à 3 m, la valeur mesurée de la résistance pénétrométrique $N_{SPT}$ devrait être réduite de 25 % (EN 1998-5, 2005).

L'utilisation de la résistance pénétrométrique $N_{SPT}$ est susceptible d'entraîner des erreurs dans l'évaluation de la vulnérabilité à la liquéfaction, en raison de sa variabilité intrinsèque, de sa sensibilité aux procédures et des incertitudes liées à la réalisation de l'essai.

La corrélation pour l'estimation du CRR s'obtient par une représentation dans un graphique des valeurs CSR et de $(N_1)_{60}$ associées à des événements sismiques du passé (**figure 6.3**, page suivante). Pour normaliser les données issues de plusieurs études de cas, les valeurs du CSR ont été ramenées à une valeur de référence de la magnitude 7,5. La **figure 6.3** permet une évaluation directe du risque de liquéfaction en identifiant un point dont les coordonnées sont données par la valeur de $(N_1)_{60}$ mesurée expérimentalement et le CSR attendu (après correction avec le facteur MSF pour la magnitude attendue). La ligne de séparation entre les cas où la liquéfaction a eu lieu ou non, représente la condition limite pour laquelle CRR = CSR et peut donc être utilisée pour estimer le CRR sur la base de la valeur de $(N_1)_{60}$ mesurée *in situ*.

Tableau 6.3 Facteurs de correction de la résistance SPT
(d'après Lai *et al.*, 2009 ; modifié de Youd *et al.*, 2001).

| Facteur | Caractéristique de l'équipement | Correction |
|---|---|---|
| Pression lithostatique $C_N$ | – | $\sqrt{P_a / \sigma'_{v0}}$<br>$0{,}4 \le C_N \le 1{,}7$<br>(EC8 : 0,5 < CN < 2) |
| Rapport énergétique $C_E$ | Marteau de sécurité<br>Marteau à anneaux | 0,7–1,2<br>0,5–1 |
| Diamètre du sondage $C_B$ | 65–115 mm<br>150 mm<br>200 mm | 1,0<br>1,05<br>1,15 |
| Longueur de tige $C_R$ | < 3 m<br>3–4 m<br>4–6 m<br>6–10 m<br>10–30 m | 0,75<br>0,8<br>0,85<br>0,95<br>1,0 |
| Méthode d'échantillonnage $C_S$ | Échantillonneur standard<br>Échantillonnage sans protection | 1,0<br>1,1–1,3 |

Puisque la liquéfaction d'un sol est également influencée par la présence de particules fines (c'est-à-dire ayant un diamètre inférieur à 0,075 mm ou passant au tamis ASTM 200), les corrélations indiquées sur la **figure 6.3** ont été différenciées pour diverses valeurs de teneur en fines. Youd *et al.* (2001) ont proposé une relation pour déterminer une valeur équivalente de nombre de coups par pied, $(N_1)_{60CS}$, à partir des valeurs de $(N_1)_{60}$ mesurées dans le sable propre :

$$(N_1)_{60\,CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \qquad [6.11]$$

où $\alpha$ et $\beta$ sont des coefficients à déterminer avec les relations indiquées dans le **tableau 6.4**, dans lequel la teneur en fines FC correspond à la fraction dont la taille de particules est inférieure à 0,075 mm (passant au tamis ASTM 200).

Tableau 6.4 Facteurs de correction pour l'évaluation de la valeur équivalente $(N_1)_{60CS}$ rapportée au sable propre (de Lai *et al.*, 2009, d'après les modifications de Youd *et al.*, 2001).

| **Teneur en fines FC** | $\alpha$ | $\beta$ |
|---|---|---|
| ⩽ 5 % | 0 | 1,0 |
| 5 % – 35 % | $e^{\left[1{,}76-\left(\frac{190}{FC^2}\right)\right]}$ | $0{,}99+\left(\frac{FC^{1{,}5}}{1000}\right)$ |
| ⩾ 35 % | 5 | 1,2 |

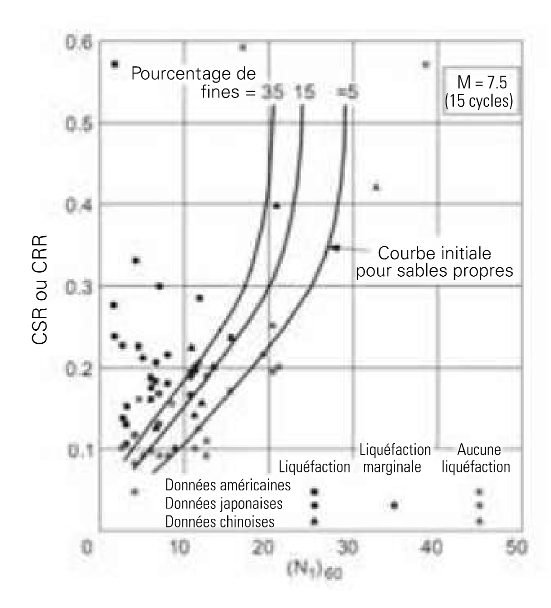



Figure 6.3 Relations entre le CRR et les résultats des essais SPT (de Lai *et al.*, 2009, d'après les modifications de Youd *et al.*, 2001).

Après avoir calculé la valeur de $(N_1)_{60CS}$, il est possible de déterminer le CRR en appliquant la formule suivante (Youd *et al.*, 2001) :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{\left[10\cdot(N_1)_{60CS}+45\right]^2} - \frac{1}{200} \qquad [6.12]$$

Cette équation est uniquement valable pour $(N_1)_{60CS} < 30$, étant donné que les sols granulaires très denses, pour lesquels $(N_1)_{60CS} \geqslant 30$, ne sont pas soumis au phénomène de la liquéfaction. On trouvera ci-dessous un exemple de vérification du risque de liquéfaction à partir des résultats d'un essai SPT, selon la méthode simplifiée de Youd *et al.* (2001). On suppose un séisme théorique de magnitude $M = 7{,}5$ et une accélération horizontale maximale $a_{max} = 0{,}16\ g$. Les valeurs $N_{SPT}$ de l'essai pénétrométrique dynamique, dont l'efficacité énergétique est de 72 %, sont présentées dans le **tableau 6.5**. La nappe phréatique se trouve à 1,50 m du niveau de la surface naturelle du sol, comme représenté sur la **figure 6.4** ; le poids volumique du matériau (sable propre, avec un pourcentage de fines inférieur à 5 %) est supposé égal à 19 kN/m³.

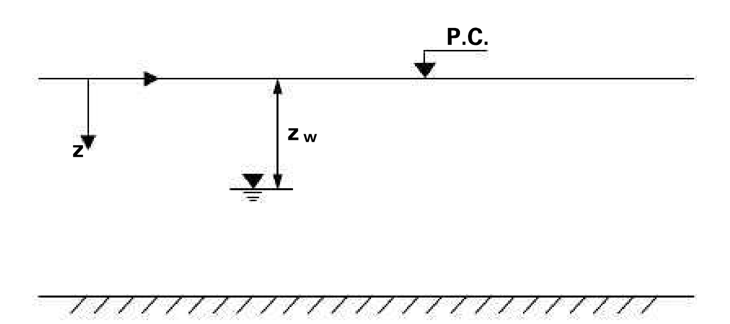



Figure 6.4 Stratigraphie de référence.

Tableau 6.5 Résultats de l'essai pénétrométrique dynamique.

| z (m) | $N_{SPT}$ (coups/pieds) | z (m) | $N_{SPT}$ (coups/pieds) |
|---|---|---|---|
| 1,2 | 8 | 11,2 | 24 |
| 2,2 | 5 | 12,2 | 14 |
| 3,2 | 5 | 13,2 | 12 |
| 4,2 | 6 | 14,2 | 12 |
| 5,2 | 7 | 15,2 | 25 |
| 6,2 | 8 | 16,2 | 28 |
| 7,2 | 8 | 17,2 | 6 |
| 8,2 | 13 | 18,2 | 7 |
| 9,2 | 15 | 19,2 | 5 |
| 10,2 | 10 | 20,2 | 39 |

On commence, tout d'abord, par déterminer la sollicitation sismique, CSR (éq. [6.5]), en fonction des contraintes géostatiques totales et effectives et de l'accélération maximale au sol (qui tient compte d'éventuels phénomènes d'amplification sismique).

Ensuite, on calcule la capacité de résistance à la liquéfaction du sol, dans le cas d'un séisme de magnitude 7,5, $CRR_{7,5}$, en fonction de la valeur de $N_{SPT}$ normalisée, évaluée en utilisant un facteur de correction $C_N$ pour la profondeur et un facteur de correction $C_E$ pour le taux d'énergie de la masse, conformément aux indications du **tableau 6.6** (page suivante). En outre, puisqu'il s'agit d'un sable propre, les coefficients liés à la teneur en fines sont supposés avoir les valeurs suivantes : $\alpha = 0$ et $\beta = 1$, où les valeurs de $(N_1)_{60}$ et de $(N_1)_{60CS}$ coïncident.

Les résultats de la vérification du risque de liquéfaction pour le site examiné sont présentés dans le **tableau 6.6**, ainsi que dans les **figures 6.5** et **6.6**.

Tableau 6.6 Vérification du risque de liquéfaction pour le site examiné.

| z (m) | $N_{SPT}$ | $\sigma_{v0}$ (kPa) | $\sigma'_{v0}$ (kPa) | $C_N$ | $(N_1)_{60}$ | $r_d$ | $\tau_{cyc}$ (kPa) | CSR | CRR | $\tau_{cyc,r}$ (kPa) | FSL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 8 | 22,8 | 22,8 | 2,05 | 19,7 | 0,99 | 2,3 | | | | |
| 2,2 | 5 | 41,8 | 34,8 | 1,66 | 10,0 | 0,98 | 4,3 | 0,123 | 0,113 | 3,9 | 0,92 |
| 3,2 | 5 | 60,8 | 43,8 | 1,48 | 8,9 | 0,98 | 6,2 | 0,141 | 0,103 | 4,5 | 0,73 |
| 4,2 | 6 | 79,8 | 52,8 | 1,35 | 9,7 | 0,97 | 8,0 | 0,152 | 0,111 | 5,8 | 0,73 |
| 5,2 | 7 | 98,8 | 61,8 | 1,25 | 10,5 | 0,96 | 9,9 | 0,160 | 0,117 | 7,2 | 0,73 |
| 6,2 | 8 | 117,8 | 70,8 | 1,16 | 11,2 | 0,95 | 11,7 | 0,165 | 0,124 | 8,8 | 0,75 |
| 7,2 | 8 | 136,8 | 79,8 | 1,10 | 10,5 | 0,94 | 13,4 | 0,168 | 0,118 | 9,4 | 0,70 |
| 8,2 | 13 | 155,8 | 88,8 | 1,04 | 16,2 | 0,94 | 15,2 | 0,171 | 0,173 | 15,3 | 1,01 |
| 9,2 | 15 | 174,8 | 97,8 | 0,99 | 17,8 | 0,93 | 16,9 | 0,173 | 0,190 | 18,6 | 1,10 |
| 10,2 | 10 | 193,8 | 106,8 | 0,95 | 11,4 | 0,90 | 18,2 | 0,170 | 0,125 | 13,4 | 0,74 |
| 11,2 | 24 | 212,8 | 115,8 | 0,91 | 26,2 | 0,87 | 19,4 | 0,167 | 0,318 | 36,9 | 1,90 |
| 12,2 | 14 | 231,8 | 124,8 | 0,88 | 14,7 | 0,85 | 20,4 | 0,164 | 0,157 | 19,6 | 0,96 |
| 13,2 | 12 | 250,8 | 133,8 | 0,85 | 12,2 | 0,82 | 21,4 | 0,160 | 0,133 | 17,8 | 0,83 |
| 14,2 | 12 | 269,8 | 142,8 | 0,82 | 11,8 | 0,79 | 22,3 | 0,156 | 0,129 | 18,5 | 0,83 |
| 15,2 | 25 | 288,8 | 151,8 | 0,80 | 23,9 | 0,77 | 23,1 | 0,152 | 0,271 | 41,1 | 1,78 |
| 16,2 | 28 | 307,8 | 160,8 | 0,77 | 26,0 | 0,74 | 23,7 | 0,148 | 0,312 | 50,2 | 2,12 |
| 17,2 | 6 | 326,8 | 169,8 | 0,75 | 5,4 | 0,71 | 24,3 | 0,143 | 0,075 | 12,8 | 0,53 |
| 18,2 | 7 | 345,8 | 178,8 | 0,73 | 6,2 | 0,69 | 24,7 | 0,138 | 0,081 | 14,5 | 0,58 |
| 19,2 | 5 | 364,8 | 187,8 | 0,71 | 4,3 | 0,66 | 25,1 | 0,134 | 0,067 | 12,6 | 0,50 |
| 20,2 | 39 | 383,8 | 196,8 | 0,70 | 32,7 | 0,63 | 25,3 | 0,129 | 0,468 | 92,0 | 3,63 |

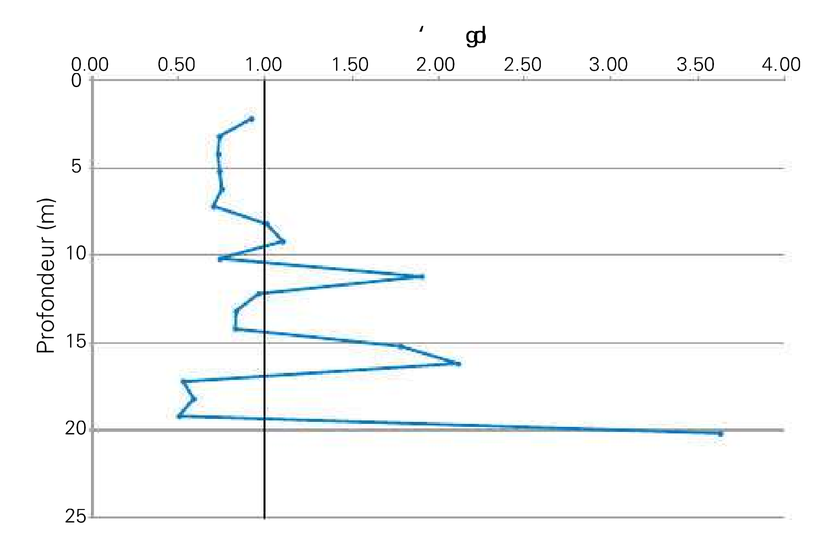



Figure 6.5 Évaluation du FSL (-) par rapport à la profondeur, *z* (m).

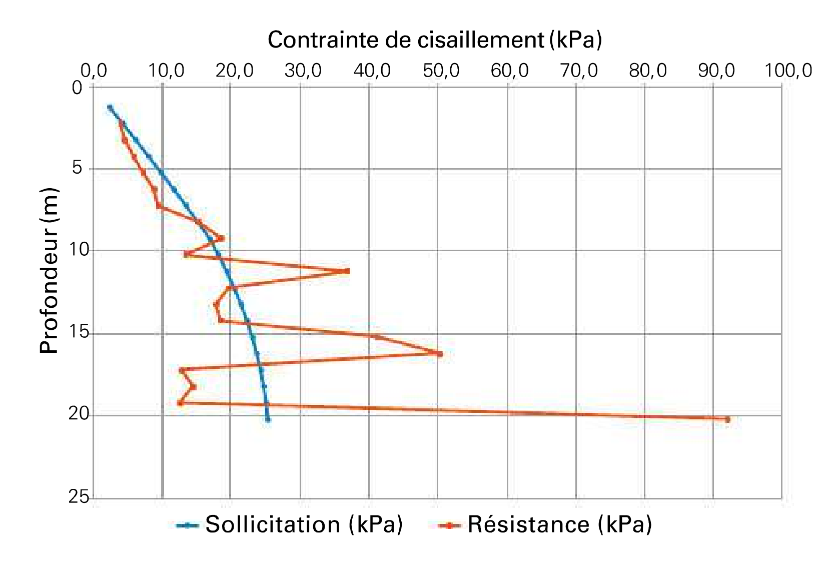



Figure 6.6 Comparaison entre la sollicitation cyclique de cisaillement, $\tau_{cy\sigma}$ induite par un séisme équivalent de 15 cycles et la résistance cyclique avec un nombre de cycles équivalents égal à 15 et une amplitude $\tau_c$ et la résistance cyclique au cisaillement, $\tau_{cyc,r}$.

## 2.3. Indice du potentiel de liquéfaction

La liquéfaction peut se produire localement, sans impliquer nécessairement l'effondrement ou une perte de fonctionnalité des structures en interaction avec le sol (Lai *et al.*, 2009). Pour cette raison, il est indispensable d'associer à l'évaluation ponctuelle de la sensibilité à la liquéfaction à diverses profondeurs, réalisée par exemple avec la méthode décrite au paragraphe « Évaluation du taux de résistance cyclique (CRR) », une évaluation globale de l'extension du phénomène et de ses conséquences. Une évaluation approximative peut être effectuée, par exemple, en utilisant l'indice du potentiel de liquéfaction LPI (*Liquefaction Potential Index*) (Iwasaki *et al.*, 1978), un paramètre intégral qui tient compte de l'épaisseur de la couche liquéfiable et de sa proximité avec la surface libre, mais aussi de la distance par rapport à la valeur unitaire du facteur de sécurité à la liquéfaction. L'indice LPI est défini par la formule suivante (Iwasaki *et al.*, 1978) :

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \qquad [6.13]$$

où $z$ est la profondeur par rapport au niveau de la surface naturelle du sol, en mètres. $F$ est une fonction du facteur de sécurité à la liquéfaction, FSL, à la profondeur $z$ donnée par :

$$F(z) = \begin{cases} 1 - \text{FSL}(z) & \text{pour FSL}(z) \leq 1 \\ 0 & \text{pour FSL}(z) > 1 \end{cases} \qquad [6.14]$$

et $w(z)$ est une fonction de la distance de l'élément de volume par rapport au niveau de la surface naturelle du sol, donnée par :

$$w(z) = 10 - 0{,}5 \cdot z \qquad [6.15]$$

La fonction intégrale [6.13] est conventionnellement évaluée sur une épaisseur totale de 20 m, parce qu'il a rarement été rapporté de cas dans lesquels le phénomène de liquéfaction est survenu à de plus grandes profondeurs. Le risque d'effets superficiels de la liqué-

faction, en termes d'affaissements et d'éventuels phénomènes d'instabilité, augmente avec l'augmentation de l'indice de liquéfaction potentielle. L'évaluation du risque associé à la liquéfaction peut se fonder sur les indications fournies par Iwasaki *et al.* (1982) et résumées dans le **tableau 6.7** ; ces indications sont essentiellement en accord avec les résultats de l'étude de Toprak & Holzer (2003). Sur la base de ces indications, des manifestations superficielles de la liquéfaction pour des valeurs de LPI 3 ⩾ 5 et la manifestation de phénomènes d'expansion latérale pour LPI 3 ⩾ 12 (Lai *et al.*, 2009) peuvent avoir lieu.

Tableau 6.7 Corrélation entre l'indice du potentiel de liquéfaction LPI et le potentiel de rupture.

| LPI | Potentiel de rupture |
|---|---|
| ⩽ 5 | Faible |
| 5 – 15 | Élevé |
| ⩾ 15 | Très élevé |

En référence à l'exemple du paragraphe « Évaluation du CRR dans des essais SPT » (**tableau 6.6**), en utilisant l'équation [6.13], il est possible de déterminer l'indice du potentiel de liquéfaction LPI : dans ce cas étudié, le LPI est égal à 14,36 (voir **figure 6.7**) et est associé à un fort potentiel de rupture.

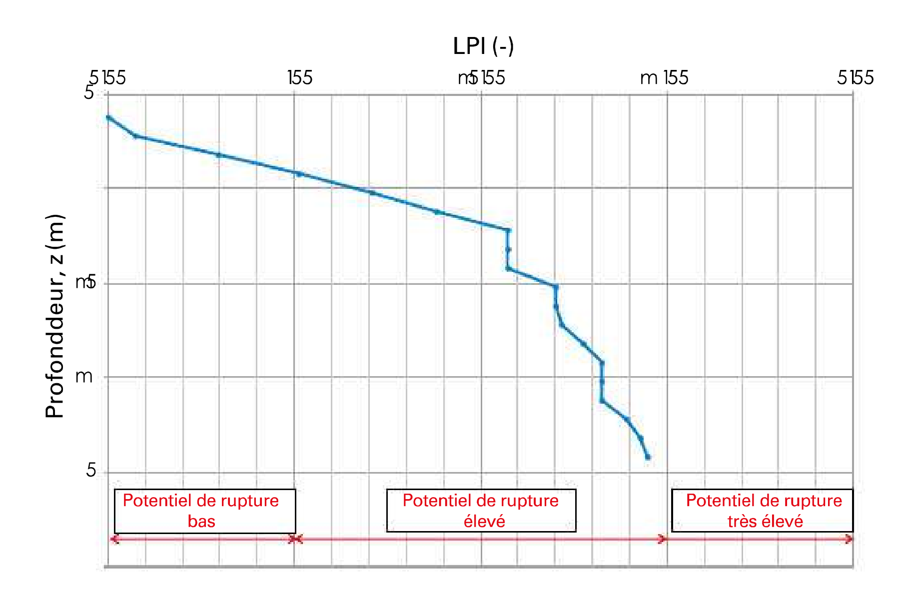



Figure 6.7 Évaluation de l'indice du potentiel de liquéfaction.

## 3. Exclusion de la vérification du risque de liquéfaction

Les normes NTC 08 (article 7.11.3.4.2) établissent que la vérification du risque de liquéfaction des sols de fondation peut être omise, en présence d'au moins une des situations suivantes :

1. Les événements sismiques attendus sont d'une magnitude $M$ inférieure à 5.

2. Les accélérations maximales attendues au niveau de la surface naturelle du sol en l'absence d'ouvrages (conditions en champ libre) sont inférieures à 0,1 *g*.
3. La profondeur moyenne saisonnière de la nappe est à plus de 15 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol, pour le niveau du sol sub-horizontal et les structures avec des fondations peu profondes.
4. Les dépôts se composent de sables propres avec une résistance pénétrométrique normalisée $(N_1)_{60} > 30$ ou $q_{c1N} > 180$.
5. La distribution granulométrique à l'extérieur des zones indiquées dans la **figure 6.8(a)** dans le cas des sols avec un coefficient d'uniformité $U_c < 3,5$ et la **figure 6.8(b)** dans le cas des sols avec un coefficient d'uniformité $U_c > 3,5$.

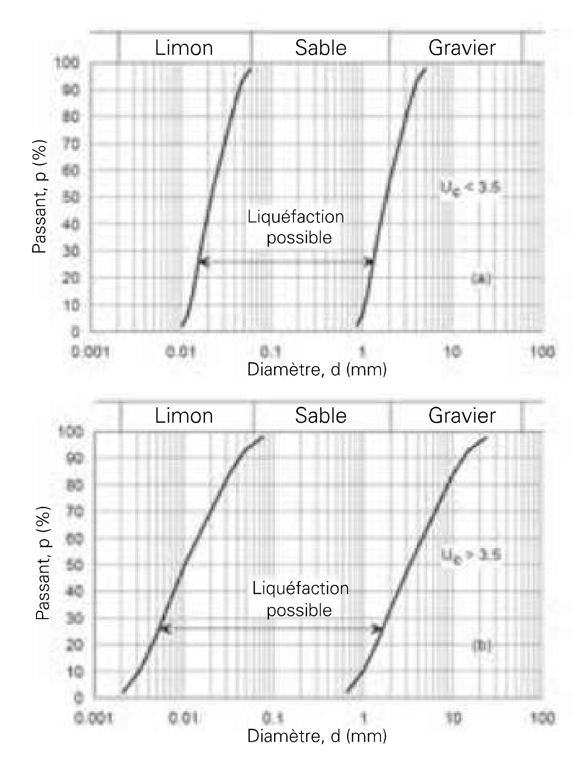



Figure 6.8 Courbe granulométrique des sols sensibles à la liquéfaction : (a) coefficient d'uniformité inférieur à 3,5 ; (b) coefficient d'uniformité supérieure à 3,5 (norme NTC 08).

Si les conditions 1 et 2 ci-dessus ne sont pas remplies, la norme stipule que les expertises géotechniques doivent être conduites de manière à permettre au moins la vérification des conditions 3, 4 et 5.

Les deux premiers critères peuvent être corrélés à des critères historiques. Le critère 3, relatif à la profondeur de la nappe phréatique, se justifie sur la base de preuves historiques ayant démontré que, pour des profondeurs supérieures à 15 m par rapport au niveau naturel du sol, les conséquences sur la surface libre sont généralement d'ampleur limitée. Le critère 4 se base sur les corrélations empiriques qui permettent d'exclure le risque de liquéfaction en cas de valeurs suffisamment élevées des indices pénétrométriques. Enfin, le critère 5 définit la sensibilité à la liquéfaction associée à des critères granulométriques, en différenciant les courbes granulométriques de référence en fonction du coefficient d'uniformité du matériau défini comme :

$$U_C = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad [6.16]$$

dans laquelle $D_{60}$ et $D_{10}$ sont les diamètres correspondant à un tamisat (passant), respectivement, de 60 % et de 10 % dans la courbe granulométrique cumulée (Lancellotta, 2004).

Si aucune des conditions susmentionnées n'est satisfaite et si le sol de fondation comprend des couches étendues ou denses et lâches de sables meubles sous la nappe, les normes NTC 08 prescrivent la nécessité d'évaluer le coefficient de sécurité à la liquéfaction aux profondeurs d'intérêt.

## 4. Mesures d'atténuation du risque de liquéfaction

Si le sol est sensible à la liquéfaction et que les effets qui en découlent semblent de nature à affecter les conditions de stabilité (pentes ou ouvrages), il convient de procéder à des interventions de consolidation du sol et/ou de transférer la charge sur des couches de sol qui ne soient pas sensibles à la liquéfaction [article 7.11.3.4.1 de la norme NTC 08].

Le choix optimal d'amélioration des sols pour empêcher la liquéfaction dépend de divers facteurs, notamment :

- la localisation, l'étendue, la profondeur et le volume des sols concernés ;
- le niveau de gravité du tremblement de terre attendu ;
- la typologie structurale des ouvrages susceptibles d'être touchés ;
- les conditions d'accessibilité du site.

Il ressort clairement de la description des mécanismes à la base du phénomène de liquéfaction que, pour prévenir son apparition ou au moins limiter les dégâts qu'elle occasionne, il est nécessaire de compacter le terrain et/ou de créer des mécanismes de drainage en mesure de dissiper la surpression interstitielle plus rapidement qu'elle ne se forme. Les autres méthodes pour réduire le risque de liquéfaction consistent à améliorer les propriétés mécaniques du dépôt de sol en procédant au remplissage des vides interstitiels.

Les interventions de consolidation au moyen d'injections de résines polyuréthanes expansives Uretek ont pour objectif d'augmenter la densité relative, $D_r$, des sols à grains grossiers (par ex., sables et graviers), saturés et meubles, afin de limiter leur risque de liquéfaction.

La densité relative, ainsi qu'il est connu, est fonction de l'indice des vides selon la relation suivante :

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad [6.17]$$

où $e_{min}$ et $e_{max}$ représentent respectivement l'indice des vides minimum et maximum du sol en question. L'indice des vides est, en outre, corrélé à la déformation volumétrique $\varepsilon_v$ au moyen de la relation suivante :

$$\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e_0} \quad [6.18]$$

$$de = -\left(e_{max} - e_{min}\right) \cdot dD_r \quad [6.19]$$

$$dD_r = \frac{\varepsilon_v \cdot (1+e_0)}{e_{max} - e_{min}} \qquad [6.20]$$

où $e_0$ est l'indice des vides initial.

La déformation volumétrique est donnée, dans des conditions de déformations planes, par la somme de la déformation radiale $\varepsilon_r$ et de la déformation tangentielle $\varepsilon_\theta$:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \qquad [6.21]$$

dans laquelle:

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial u_r}{\partial_r} \qquad [6.22]$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} = -\varepsilon_r \qquad [6.23]$$

où $u_r$ est le déplacement radial par rapport au centre de la cavité.

Le déplacement radial $u_r$ est fonction de la distance radiale, $r$, à partir du centre de la cavité et de la pression d'expansion, $P$, selon l'expression suivante:

$$u_r(r,P) = \begin{cases} \dfrac{-(P-P_0)\cdot r_a^2}{2G\cdot r} & P_0 \le P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot r\left[A\cdot\left(\dfrac{r_b(P)}{r}\right)^{1+\alpha} + B\cdot\left(\dfrac{r_b(P)}{r}\right)^{1-\beta} + C\right] & P > P_1 \cap t < r_b(P) \\ \dfrac{-P_0\cdot\sin(\phi)\cdot r_b(P)^2}{2G\cdot r} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \qquad [6.24]$$

où:

- $r_b(P)$ = rayon plastique, évaluable de la façon suivante:

$$r_b(P) = \begin{cases} 0 & P < P_1 \\ r_a \cdot \left[\dfrac{P}{P_0\cdot(1+\sin(\phi))}\right]^{\frac{N}{N-1}} & P > P_1 \end{cases}$$

- $r_a$ = rayon initial de la cavité ou du bulbe de sol traité;
- $P_0$ = pression initiale, supposée égale à la contrainte géostatique horizontale, dans le cas d'une cavité cylindrique, et à la contrainte géostatique moyenne, dans le cas d'une cavité sphérique;
- $P_1$ = pression d'avant la plastification, évaluée par l'expression suivante:

$$P_1 = \frac{m\cdot[Y+(N-1)\cdot P_0]}{m+N} + P_0 \qquad [6.25]$$

- $m$ = coefficient géométrique étant supposé égal à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égal à 2 dans le cas d'une cavité sphérique;

$$Y = \frac{2\cdot c'\cdot\cos\phi}{1-\sin\phi} \qquad [6.26]$$

$$N = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad [6.27]$$

- $c'$ = cohésion ;
- $G$ = module de cisaillement, évalué comme $G = \dfrac{E'}{2\cdot(1+\nu)}$ ;
- $E'$ = module de Young ;
- $\nu$ = coefficient de Poisson ;
- $\varepsilon_R$ = coefficient pouvant être exprimé sous la forme :

$$\varepsilon_R = \frac{N-1}{N+1}\cdot\frac{P_0}{2G} \quad [6.28]$$

- $A$, $B$, $C$ = coefficients évalués de la manière suivante :

$$A = \frac{T}{1+\alpha} \quad [6.29]$$

$$B = -\frac{Z}{1-\beta} \quad [6.30]$$

$$C = 1 - A - B \quad [6.31]$$

dans lesquels :

$$T = 2\cdot\left(1+\frac{\chi}{\alpha+\beta}\right) \quad [6.32]$$

$$Z = 2\cdot\left(\frac{\chi}{\alpha+\beta}\right) \quad [6.33]$$

$$\alpha = \frac{1}{M} \quad [6.34]$$

$$\beta = \frac{1}{N} \quad [6.35]$$

$$N = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad [6.36]$$

$$M = \frac{1+\sin\psi}{1-\sin\psi} \quad [6.37]$$

$$\chi = \frac{\left[(1-\nu)\cdot(1+M\cdot N)-\nu\cdot(M+N)\right]}{M\cdot N} \quad [6.38]$$

Par conséquent, la déformation radiale $\varepsilon_r$ et la déformation tangentielle $\varepsilon_\theta$ peuvent être réécrites sous la forme :

$$\varepsilon_r(r,P) = \begin{cases} \dfrac{(P-P_0)\cdot r_a^2}{2G\cdot r^2} & P_0 \le P < P_1 \\ -\varepsilon_r\cdot\left[A\cdot\left(\dfrac{r_b(P)}{r}\right)^{1+\alpha}\cdot(-\alpha)+B\cdot\left(\dfrac{r_b(P)}{r}\right)^{1-\beta}\cdot\beta+C\right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ \dfrac{P_0\cdot\sin(\phi)\cdot r_a^2}{2G\cdot r^2} & P_0 \le P < P_1 \end{cases} \quad [6.39]$$

$$\varepsilon_\theta(r,P)=\begin{cases}\dfrac{-(P-P_0)\cdot r_a^2}{2G\cdot r^2} & P_0\le P<P_1\\ -\varepsilon_R\cdot\left[A\cdot\left(\dfrac{r_b(P)}{r}\right)^{1+\alpha}+B\cdot\left(\dfrac{r_b(P)}{r}\right)^{1-\beta}\cdot\beta+C\right] & P>P_1\cap r<r_b(P)\\ -\dfrac{P_0\cdot\sin(\phi)\cdot r_b(P)^2}{2G\cdot r^2} & P>P_1\cap r>r_b(P)\end{cases} \quad [6.40]$$

Il convient de souligner qu'en présence du sol au-dessous de la nappe, toutes les corrélations présentées font référence à des analyses en condition drainée. Par conséquent, les contraintes indiquées doivent être comprises comme étant efficaces.

La procédure décrite permet donc de déterminer la densité relative à la suite d'une injection de résine polyuréthane expansive sous la forme :

$$D_r=D_{r0}+dD_r=\frac{e_{max}-e_0}{e_{max}-e_{min}}+\frac{\varepsilon_v\cdot(1+e_0)}{e_{max}-e_{min}} \quad [6.41]$$

La densité relative finale sera fonction de la distance par rapport au centre de la cavité, $r$, et à la pression d'expansion, $P$. Elle dépendra, en outre, des paramètres physiques et mécaniques du sol, notamment de l'angle de frottement, $\varphi$, et de l'angle de dilatance, $\psi$. La pression de gonflement $P$, qui, pendant le processus d'expansion, tend à être égale à la pression de confinement à la profondeur d'intérêt, est calculée conformément au mode opératoire décrit dans le chapitre 4.

La densité relative $D_r$ et la valeur $(N_1)_{60}$ sont corrélées par l'intermédiaire de l'expression suivante proposée par Skempton (1986) :

$$D_r=\sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad [6.42]$$

Par conséquent, en inversant l'équation [6.42], il est possible d'obtenir une nouvelle valeur de $(N_1)_{60}$, suite au traitement à l'aide de résines, puis une nouvelle valeur de $N_{SPT}$, avec laquelle on peut répéter la procédure décrite au paragraphe « Évaluation du risque de liquéfaction » pour estimer l'augmentation du facteur de sécurité à la liquéfaction FSL et la réduction de l'indice du potentiel de liquéfaction, LPI. Il convient de souligner le fait que, dans cette nouvelle phase de calcul, aux valeurs de contraintes géostatiques totales et effectives il faut ajouter les augmentations de tensions verticales totales et effectives, respectivement $\Delta\sigma_v$ et $\Delta\sigma'_v$, qui coïncident entre elles et qui peuvent être évaluées comme suit :

$$\Delta\sigma_v=\nu(\Delta\sigma_r+\Delta\sigma_\theta) \quad [6.43]$$

où $\Delta\sigma_r$ et $\Delta\sigma_\theta$ représentent la variation des contraintes respectivement radiales et tangentielles, pour la détermination desquelles on se reportera au chapitre 4.

On suppose que l'on effectue à diverses profondeurs (de 2,2 à 7,2 m), dans le sable de l'exemple cité au paragraphe « Évaluation du CRR dans des essais SPT », six injections de résine polyuréthane Uretek. On suppose également que l'expansion de la résine se produit chaque fois selon une cavité cylindrique d'une hauteur $H = 1$ m, que le rayon initial du bulbe est égal à $r_a = 0,1$ m et que la hauteur totale du traitement est égale à 6 m. Les paramètres physiques et mécaniques du sable en question sont les suivants :

- poids volumique du sol, $\gamma = 19$ kN/m$^3$ ;
- module élastique de Young, $E' = 10$ MPa ;
- coefficient de Poisson, $\nu = 0{,}25$ ;
- cohésion effective, $c' = 0$ kPa ;
- angle de frottement, $\varphi = 35°$ ;
- angle de dilatance, $\psi = 0°$ ;
- degré de surconsolidation, OCR = 1 ;
- indice des vides minimum, $e_{min} = 0{,}1$ ;
- indice des vides maximum, $e_{max} = 1$.

À chaque profondeur d'injection, on évalue, grâce aux résultats de l'essai de pénétration dynamique SPT, la densité relative initiale, $D_{r0}$, l'indice des vides initial, $e_0$, et la porosité initiale, $n_0$. En outre, on calcule le coefficient de pression des terres au repos, $K_0$, la pression horizontale initiale effective, $P'_0$, et la pression d'avant la plastification, $P_1$.

En utilisant la méthode décrite au chapitre 4, on estime la pression d'équilibre totale $P_{eq}$ que l'on obtient lorsque la pression de gonflement de la résine est égale à la contrainte de confinement.

Les relations [6.39], [6.40], [6.20], en posant $r = r_a$ et $P = P_{eq}$, permettent de déterminer respectivement la déformation radiale, la déformation tangentielle et la déformation volumétrique qui sont obtenues au niveau du centre de l'injection en présence de la pression d'équilibre. Enfin, avec l'éq. [6.41], il est possible de déterminer la densité relative finale, $D_r(r_a, P_{eq})$, à la suite de l'intervention et la comparer à la valeur initiale obtenue avec l'éq. [6.42] à partir des valeurs de $(N_1)_{60}$. Les résultats obtenus pour les différents points d'injection à des profondeurs différentes, sont présentés dans le **tableau 6.8**.

Tableau 6.8 Estimation de la densité relative finale au niveau du point d'injection.

| z (m) | $N_{SPT}$ | $D_{r0}$ | $e_0$ | $n_0$ | $P_0'$ (kPa) | $P_{eq}$ (kPa) | $D_r(r_a, P_{eq})$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 5 | 0,41 | 0,63 | 0,39 | 14,90 | 246,1 | 0,44 |
| 3,2 | 5 | 0,38 | 0,65 | 0,40 | 18,82 | 287,1 | 0,42 |
| 4,2 | 6 | 0,40 | 0,64 | 0,39 | 22,73 | 322,9 | 0,44 |
| 5,2 | 7 | 0,42 | 0,63 | 0,39 | 26,65 | 356,0 | 0,46 |
| 6,2 | 8 | 0,43 | 0,61 | 0,38 | 30,57 | 383,4 | 0,47 |
| 7,2 | 8 | 0,42 | 0,62 | 0,38 | 34,49 | 419,0 | 0,46 |

Par la suite, avec les résultats obtenus, il est possible d'évaluer, au moyen de l'éq. [6.42], les nouvelles valeurs de $(N_1)_{60}$ et, avec elles, de réitérer la procédure décrite au paragraphe « Évaluation du risque de liquéfaction », pour estimer le nouveau facteur de sécurité à la liquéfaction, FSL, et l'indice du potentiel de liquéfaction, LPI. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le **tableau 6.9**, ainsi que sur les **figures 6.9**, **6.10** et **6.11**.

Tableau 6.9 Vérification relative à la liquéfaction post-intervention.

| z (m) | $N_{SPT}$ | $\sigma_{v0}$ (kPa) | $\sigma'_{v0}$ (kPa) | $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v$ (kPa) | $C_N$ | $(N_1)_{60}$ | $r_d$ | $\tau_{cyc}$ (kPa) | CSR | CRR | $\tau_{cyc,r}$ (kPa) | FSL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 10 | 41,8 | 34,8 | 65,57 | 0,98 | 11,7 | 0,98 | 11,0 | 0,109 | 0,129 | 12,9 | 1,18 |
| 3,2 | 10 | 60,8 | 43,8 | 76,52 | 0,89 | 10,7 | 0,98 | 13,9 | 0,116 | 0,120 | 14,4 | 1,03 |
| 4,2 | 11 | 79,8 | 52,8 | 82,82 | 0,84 | 11,1 | 0,97 | 16,4 | 0,121 | 0,123 | 16,7 | 1,02 |
| 5,2 | 13 | 98,8 | 61,8 | 88,26 | 0,80 | 12,5 | 0,96 | 18,7 | 0,124 | 0,136 | 20,4 | 1,09 |
| 6,2 | 15 | 117,8 | 70,8 | 93,03 | 0,77 | 13,8 | 0,95 | 20,9 | 0,127 | 0,148 | 24,2 | 1,16 |
| 7,2 | 15 | 136,8 | 79,8 | 98,12 | 0,73 | 13,2 | 0,94 | 23,1 | 0,130 | 0,143 | 25,4 | 1,10 |

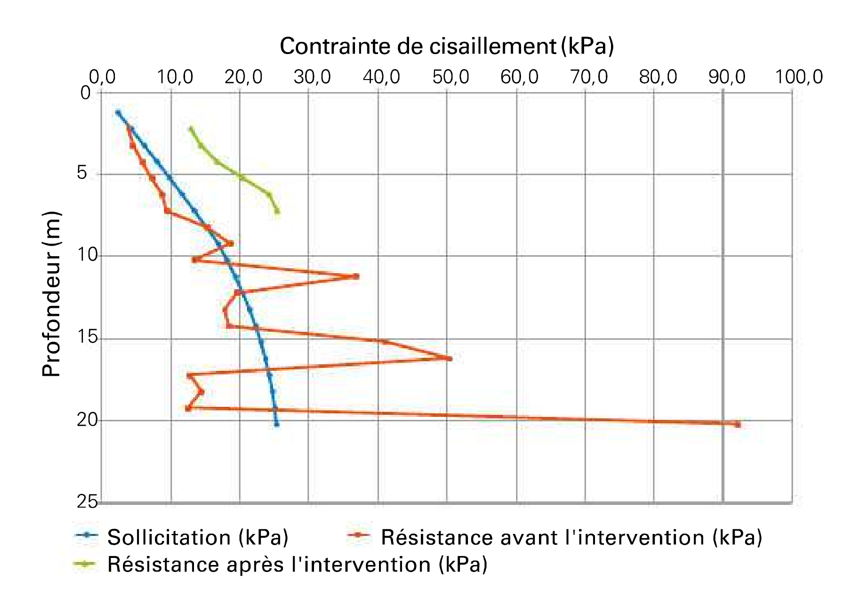



Figure 6.9 Comparaison entre la sollicitation cyclique de cisaillement $\tau_{cyc}$ induite par un séisme équivalent de 15 cycles et la résistance cyclique avec un nombre de cycles équivalents égal à 15 et une amplitude $\tau_c$ et la résistance cyclique au cisaillement, $\tau_{cyc,r}$.

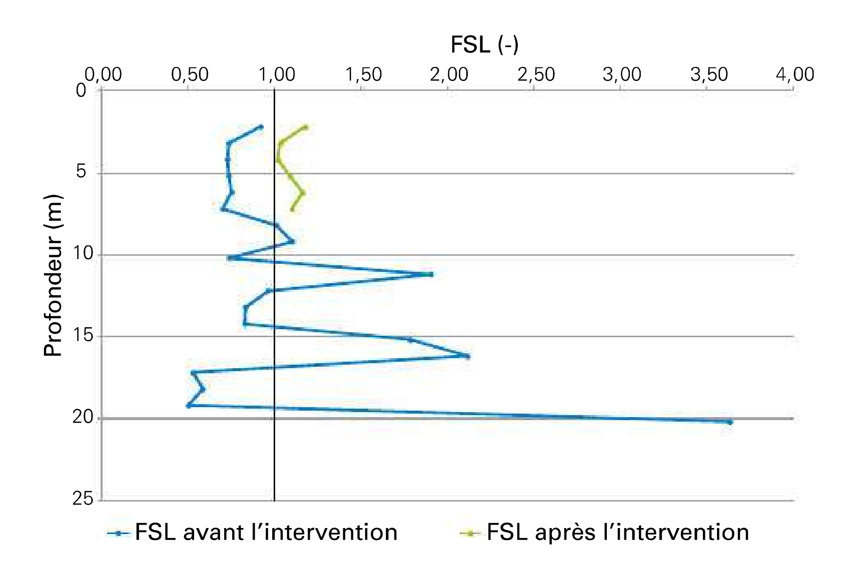



Figure 6.10 Évaluation du FSL (-) par rapport à la profondeur, z (m). Comparaison des valeurs du facteur de sécurité à la liquéfaction avant et après l'intervention.

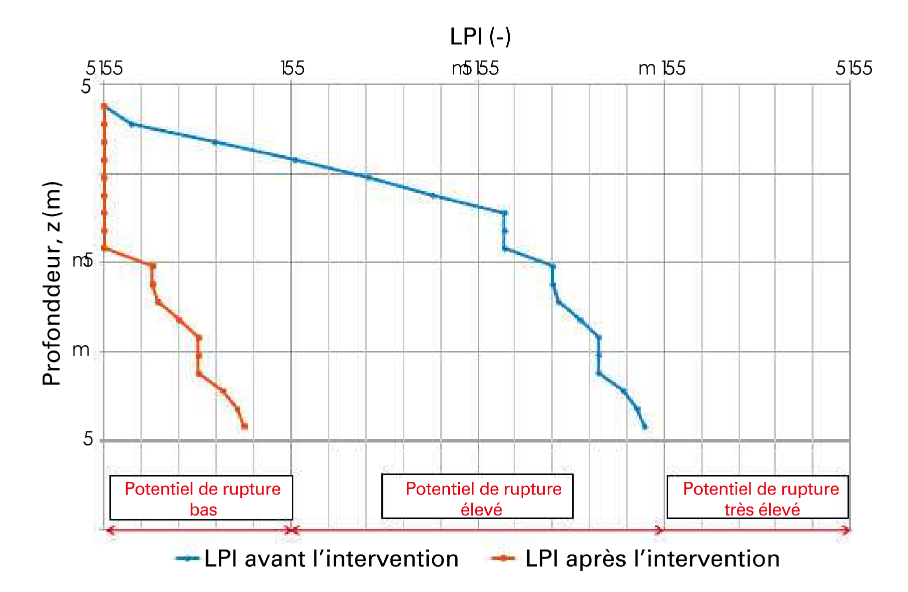



Figure 6.11 Évaluation de l’indice du potentiel de liquéfaction. Comparaison des valeurs de LPI avant et après l’intervention.




# Exemples de calcul

## 1. Introduction

Ce chapitre présente deux exemples conceptuels d'injections de résines polyuréthanes expansives dans des sols à grains grossiers et à grains fins. En effet, comme le montrent les chapitres précédents, l'approche conceptuelle est différente en fonction de la granulométrie du milieu.

Dans les sols à grains grossiers, par suite d'un effet de pénétration initial imputable à des valeurs de perméabilité élevée, les injections entraînent la formation d'un bulbe de sol traité, dont le gonflement détermine la compaction et la densification du sol environnant. En outre, le bulbe proprement dit constitue un élément de renfort, qui est en mesure d'augmenter la résistance au cisaillement et la rigidité du sol traité.

La mise en œuvre en condition non drainée provoque, en revanche, la formation de fractures dans les sols à grains fins. L'ouverture des formations horizontales peut être exploitée pour compenser les affaissements complets et/ou différentiels des fondations superficielles.

## 2. Injections de résines expansives dans les sols à grains grossiers

### 2.1. Injections de résines fortement expansives

On souhaite concevoir une série d'injections de résine polyuréthane expansive, de type Uretek Geoplus®, dans un sable moyen/grossier, afin de densifier le matériau et d'améliorer ses propriétés mécaniques.

Les paramètres physiques et mécaniques du sable en question sont les suivants :

- poids volumique du sol, $\gamma = 19$ kN/m$^3$ ;
- module élastique de Young, $E' = 10$ MPa ;
- coefficient de Poisson, $\nu = 0,25$ ;
- cohésion effective, $c' = 0$ kPa ;
- angle de frottement, $\varphi = 35°$ ;
- angle de dilatance, $\psi = 0°$ ;
- degré de surconsolidation, OCR = 1 ;
- indice des vides minimum, emin = 0,1 ;

- indice des vides maximum, emax = 1 ;
- pourcentage de fines, FC < 5 %.

Il n'y a pas de nappe, et il n'y a pas non plus de surcharge ($q$ = 0 kPa). Étant donné que le sol est normalement consolidé, le coefficient de pression des terres au repos, $K_0$, peut être calculé comme suit : $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$, ce qui donne $K_0 = 0{,}426$.

On dispose, en outre, des valeurs $N_{SPT}$ (**tableau 7.1**) issues d'un essai de pénétration dynamique, dont le rendement énergétique est de 72 %.

Tableau 7.1 Résultats de l'essai de pénétration dynamique.

| **z (m)** | **$N_{SPT}$ (coups/pieds)** | **z (m)** | **$N_{SPT}$ (coups/pieds*)** |
|---|---|---|---|
| 1,2 | 8 | 11,2 | 24 |
| 2,2 | 5 | 12,2 | 14 |
| 3,2 | 4 | 13,2 | 12 |
| 4,2 | 4 | 14,2 | 12 |
| 5,2 | 7 | 15,2 | 25 |
| 6,2 | 11 | 16,2 | 28 |
| 7,2 | 13 | 17,2 | 6 |
| 8,2 | 13 | 18,2 | 7 |
| 9,2 | 15 | 19,2 | 5 |
| 10,2 | 10 | 20,2 | 39 |
| * 1 pied = 0,3048 mètre | | | |

On souhaite effectuer, à diverses profondeurs (de 2,2 m à 7,2 m), six injections de résine polyuréthane Uretek. On suppose que l'expansion de la résine se produit chaque fois selon une cavité cylindrique d'une hauteur $H$ = 1 m, que le rayon initial du bulbe est égal à $a_0$ = 0,1 m et que la hauteur totale du traitement est égale à 6 m.

À partir des valeurs $N_{SPT}$, on évalue la densité relative du sable aux différentes profondeurs d'intérêt, ainsi qu'il est illustré au chapitre 6 : après avoir calculé la contrainte verticale totale et efficace, on détermine $(N_1)_{60}$, c'est-à-dire la valeur de $N_{SPT}$ normalisée par rapport à la pression de confinement et rapportée à un rendement énergétique des équipements de l'essai de 60 %, en supposant que tous les coefficients de correction sont égaux à l'unité, sauf $C_N$. Par la suite, la densité relative initiale $D_{r0}$ peut être dérivée de la valeur $(N_1)_{60}$ en utilisant l'expression [7.1] proposée par Skempton (1986) :

$$D_{r0} = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \qquad [7.1]$$

Les résultats de la procédure décrite ci-dessus sont présentés dans le **tableau 7.2**.

À partir de la définition de la densité relative :

$$D_{r0} = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \qquad [7.2]$$

on obtient la valeur de l'indice initial des vides $e_0$ et celle de la porosité initiale $n_0$, ainsi qu'il est indiqué dans le **tableau 7.3**.

Tableau 7.2 Calcul de la densité relative initiale $D_{r0}$ à partir des valeurs de l'essai de pénétration dynamique.

| *z* (m) | $N_{SPT}$ | $\sigma_{v0}$ (kPa) | $\sigma'_{v0}$ (kPa) | $C_N$ | $(N_1)_{60}$ | $D_{r0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 5 | 41,8 | 41,8 | 1,52 | 9,1 | 0,39 |
| 3,2 | 4 | 60,8 | 60,8 | 1,26 | 6,0 | 0,32 |
| 4,2 | 4 | 79,8 | 79,8 | 1,10 | 5,3 | 0,30 |
| 5,2 | 7 | 98,8 | 98,8 | 0,99 | 8,3 | 0,37 |
| 6,2 | 11 | 117,8 | 117,8 | 0,90 | 11,9 | 0,45 |
| 7,2 | 13 | 136,8 | 136,8 | 0,84 | 13,1 | 0,47 |

Tableau 7.3 Valeurs de l'indice initial des vides et de la porosité initiale.

| *z* (m) | $e_0$ | $n_0$ |
|---|---|---|
| 2,2 | 0,65 | 0,39 |
| 3,2 | 0,72 | 0,42 |
| 4,2 | 0,73 | 0,42 |
| 5,2 | 0,67 | 0,40 |
| 6,2 | 0,60 | 0,38 |
| 7,2 | 0,58 | 0,37 |

On passe ensuite au calcul de la contrainte initiale aux alentours de la cavité avant l'expansion $P_0$ qui, dans le cas de l'expansion d'une cavité cylindrique, est égale à la contrainte initiale horizontale, $\sigma_{h0}$, obtenue en multipliant la contrainte verticale initiale, $\sigma_{v0}$, par le coefficient de pression des terres au repos, $K_0$ ; puis, plus tard, au calcul de la contrainte d'avant la plastification $P_1$, qui est égale à :

$$P_1 = P_0 \cdot (1 + \sin\varphi) \qquad [7.3]$$

Tableau 7.4 Valeurs de la contrainte initiale et de la pression d'avant la plastification.

| *z* (m) | $P_0$ (kPa) | $P_1$ (kPa) |
|---|---|---|
| 2,2 | 17,83 | 28,05 |
| 3,2 | 25,93 | 40,80 |
| 4,2 | 34,03 | 53,55 |
| 5,2 | 42,13 | 66,30 |
| 6,2 | 50,23 | 79,05 |
| 7,2 | 58,34 | 91,79 |

Le volume initial, $V_{bi}$, du bulbe injecté à différentes profondeurs est toujours égal à $3{,}14 \cdot 10^{-3}$ m$^3$, tandis que le volume de résine initial, $V_{ri}$, est obtenu en multipliant $V_{bi}$ par la porosité initiale $n_0$. Sachant que la densité de la résine liquide, $\rho_{ri}$, est égale à 1 070 kg/m$^3$, il est possible de calculer la masse de résine initiale, $M_{ri}$, à injecter aux différentes profondeurs.

Tableau 7.5 Valeurs du volume de résine initial et de la masse initiale de la résine.

| $z$ (m) | $V_{ri}$ (m³) | $M_{ri}$ (kg) |
|---|---|---|
| 2,2 | 1,24·10-2 | 13,24 |
| 3,2 | 1,31·10-2 | 14,01 |
| 4,2 | 1,33·10-2 | 14,22 |
| 5,2 | 1,26·10-2 | 13,43 |
| 6,2 | 1,18·10-2 | 12,59 |
| 7,2 | 1,15·10-2 | 12,34 |

Le volume final du bulbe, $V_{bf}$ peut être déterminé à partir du rayon initial de la cavité, en fonction de la pression de confinement $P$. En outre, $V_{bi}$ étant connu, il est possible de déterminer la variation de volume subie par le bulbe en fonction de la pression $P$. En supposant que cette variation de volume, $\Delta V_b$, soit attribuable à l'expansion de volume de la résine, il est possible d'obtenir le volume final de la résine $V_{rf}$

Le volume de résine injectée étant connu, on peut, par conséquent, déterminer le taux de gonflement de la résine $V_{rf}/V_{ri}$ en fonction de la contrainte de confinement du sol et le comparer avec la loi rhéologique en fonction de la pression de gonflement de la résine : l'intersection des deux courbes permet d'obtenir la valeur d'équilibre final $P^*$, entre la contrainte de confinement du sol et la pression de gonflement de la résine, telle que représentée sur la **figure 7.1**.

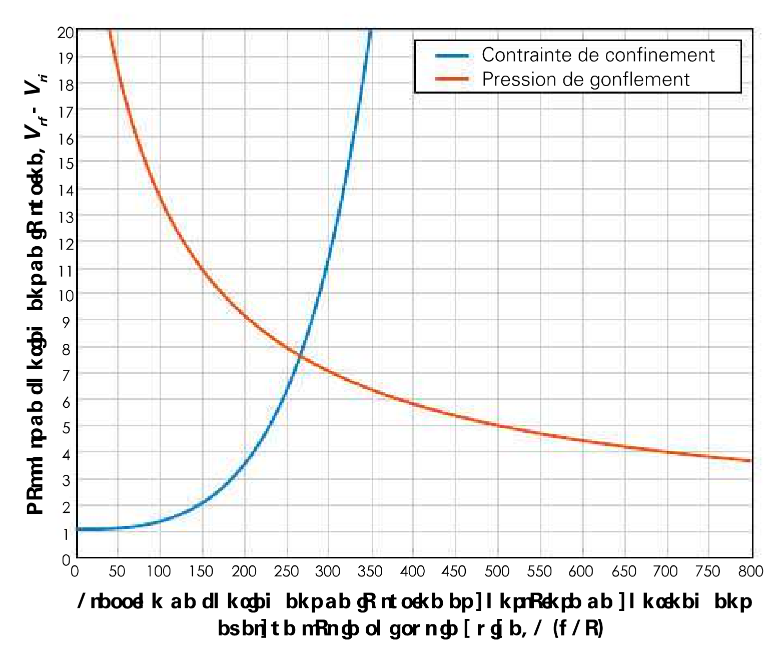



Figure 7.1 Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue) ; évaluation de la pression d'équilibre $P^*$ à une profondeur de 2,2 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol.

Le **tableau 7.6** présente les valeurs de la pression d'équilibre $P^*$ que l'on obtient aux différentes profondeurs d'injection. Pour une pression donnée, il est également possible de calculer les valeurs du rayon final, $a$, de la cavité, du rayon plastique, $b$, et du volume final de la résine, $V_{rf}$

Tableau 7.6 Valeurs de la pression d'équilibre, $P^*$, du rayon final de la cavité, $a$, du rayon plastique, $b$, et du volume final de la résine, $V_{rf}$, aux différentes profondeurs d'injection.

| $z$ (m) | $P^*$(kPa) | $a$ (cm) | $b$ (m) | $V_{rf}$ (m$^3$) |
|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 265,3 | 19,0 | 2,18 | 0,094 |
| 3,2 | 327,4 | 18,3 | 1,74 | 0,086 |
| 4,2 | 378,7 | 17,6 | 1,46 | 0,079 |
| 5,2 | 417,8 | 16,8 | 1,25 | 0,070 |
| 6,2 | 451,0 | 16,2 | 1,09 | 0,062 |
| 7,2 | 485,0 | 15,8 | 0,98 | 0,058 |

Avec ces valeurs de pression d'équilibre, il est possible d'évaluer l'évolution de la densité relative, Dr, aux alentours du trou d'injection, à partir du calcul des déformations radiales et tangentielles, respectivement $\varepsilon_r$ et $\varepsilon_\theta$, ainsi qu'il a été montré dans le chapitre 6. Comme on peut le voir, par exemple, sur le graphique de la **figure 7.2** dans le cas d'une injection à 2,2 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol, la densité relative a tendance à décroître à partir du centre de l'injection, et prend la valeur initiale à une distance supérieure au rayon plastique, dès lors que les déformations volumétriques sont nulles.

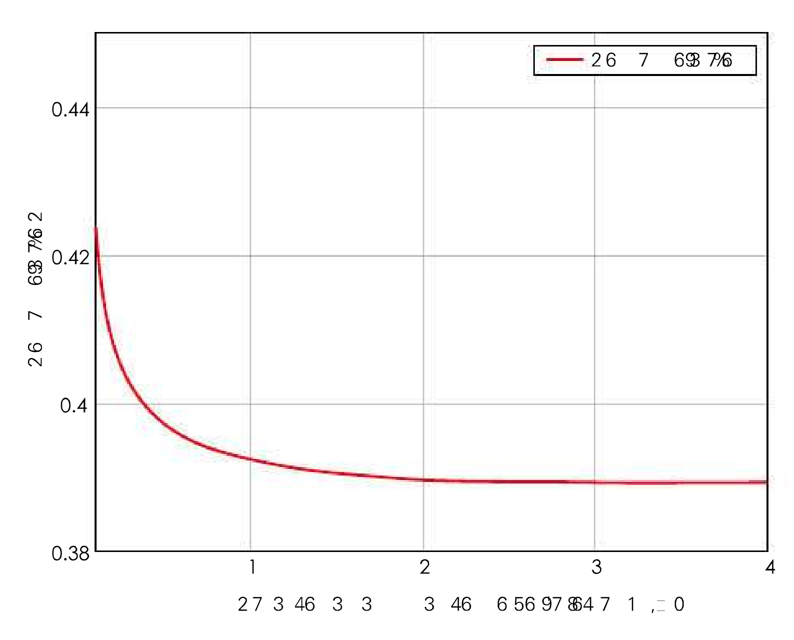



Figure 7.2 Tendance de la densité relative aux alentours du point d'injection situé à une profondeur de 2,2 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol.

Le **tableau 7.7** (page suivante)présente les estimations des valeurs de la densité relative finale, $D_r$, que l'on obtient, aux différentes profondeurs d'intérêt, à la pression d'équilibre, à une distance $r = a_0$ par rapport au point d'injection. En outre, il convient de souligner qu'à cette distance, en moyenne, on peut obtenir des améliorations de la densité relative d'environ 10 % de la valeur initiale.

Tableau 7.7 Estimation des valeurs de la densité relative finale, en fonction de la pression d'équilibre, à une distance de l'axe d'injection égale au rayon initial de la cavité, et valeurs correspondantes de $N_{SPT}$

| $z$ (m) | $P^*$ (kPa) | $D_r$ ($r = a_0$) | $D_r(r = a_0) / D_{r0}$ | $N_{SPT}$ (coups/pieds) |
|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 265,3 | 0,424 | 1,09 | 10 |
| 3,2 | 327,4 | 0,360 | 1,14 | 8 |
| 4,2 | 378,7 | 0,346 | 1,17 | 8 |
| 5,2 | 417,8 | 0,423 | 1,14 | 13 |
| 6,2 | 451,0 | 0,498 | 1,12 | 19 |
| 7,2 | 485,0 | 0,522 | 1,12 | 22 |

Ces valeurs de densité relative peuvent être transformées, grâce à la corrélation empirique [7.1] proposée par Skempton (1986), en valeurs de $(N_1)_{60}$ et, par conséquent, $N_{SPT}$, (**figure 7.3**) à comparer avec les résultats d'éventuels essais de pénétration dynamique post-traitement de consolidation afin de comparer et de valider les résultats de la méthode de calcul décrite dans ce document.

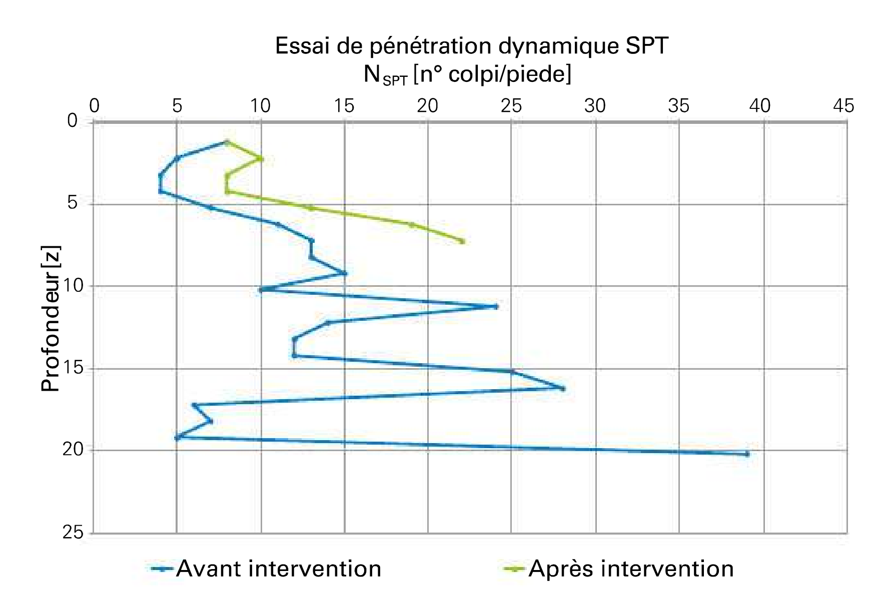



Figure 7.3 Comparaison entre les valeurs de SPT aux profondeurs d'injection, avant et après l'intervention.

## 2.2. Injections de résines moins expansives

Afin de mettre en évidence les effets positifs du traitement de consolidation avec des injections de résine polyuréthane expansive, de type Uretek Geoplus®, on rapporte ensuite les résultats de la conception du même type d'intervention avec une résine caractérisée par une pression de gonflement maximale d'environ 500 kPa et par la loi rhéologique suivante :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10,5}{2,1 + \frac{1}{0,05}\ln\left[1 + P\,(MPa)\right]} \qquad [7.4]$$

Les différences entre la courbe rhéologique des résines Uretek Geoplus® et celle des résines moins expansives peuvent être appréciées sur la **figure 7.4**.

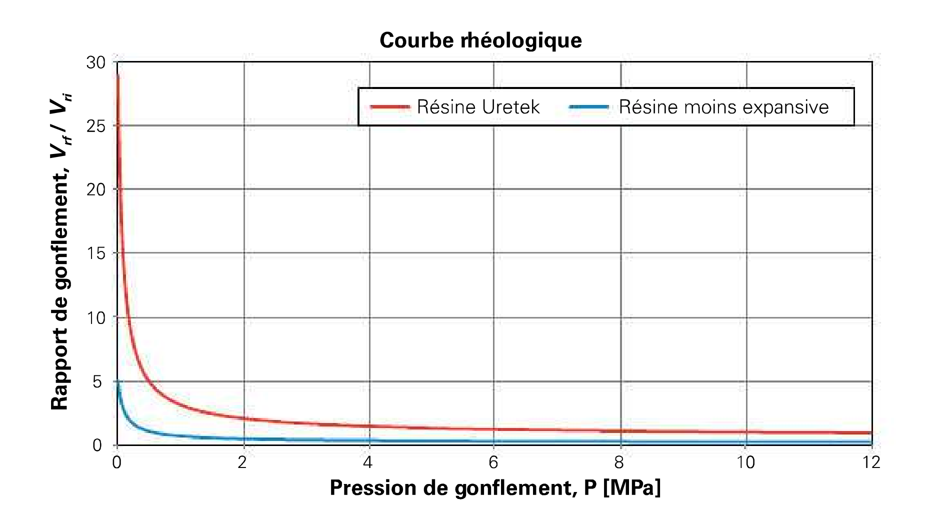



Figure 7.4 Tendances des courbes rhéologiques respectives des résines Uretek Geoplus® (rouge) et des résines moins expansives (bleu), dont la pression de gonflement maximale est de l'ordre de 500 kPa.

Dans ce cas aussi, le volume de résine injectée étant connu, on peut déterminer le rapport de gonflement de la résine $V_{rf}/V_{ri}$ en fonction de la contrainte de confinement du sol et le comparer à la loi rhéologique [7.4] en fonction de la pression de gonflement de la résine : l'intersection entre les deux courbes permet d'obtenir la valeur d'équilibre final, $P^*$, entre la contrainte de confinement du sol et la pression de gonflement de la résine, telle que représentée sur la **figure 7.5**. Comme on peut le constater, dans ce cas, la pression d'équilibre $P^*$ est nettement plus faible que dans le cas d'injections de résine polyuréthane expansive. Le **tableau 7.8** (page suivante) présente les valeurs de la pression d'équilibre $P^*$ que l'on obtient aux différentes profondeurs d'injection. Pour une pression donnée, il est également possible de calculer les valeurs du rayon final, $a$, de la cavité, du rayon plastique, $b$, et du volume final de la résine, $V_{rf}$.

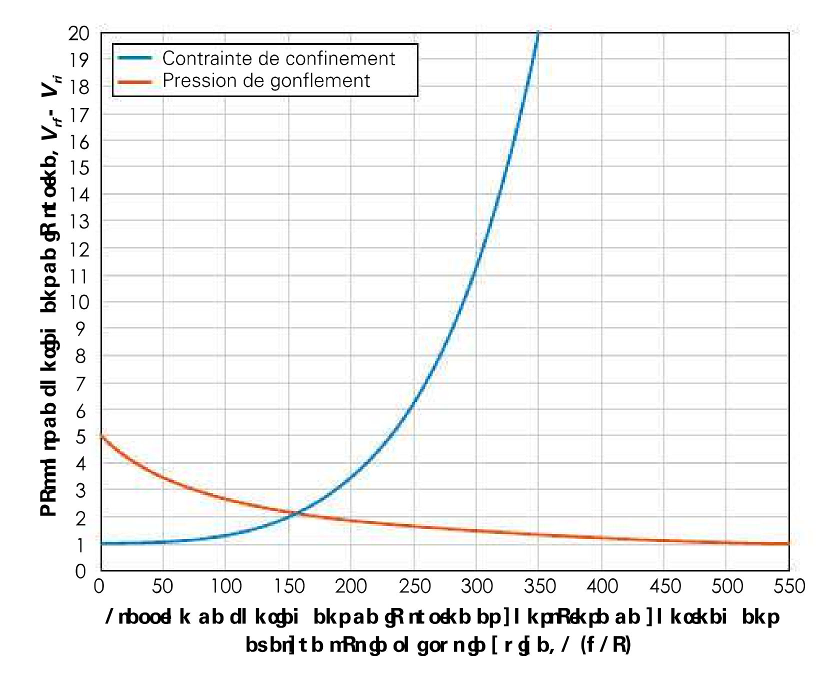



Figure 7.5 Rapport de gonflement de la résine en fonction de sa pression de gonflement (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue) ; évaluation de la pression d'équilibre $P^*$ à une profondeur de 2,2 m par rapport au niveau du terrain naturel.

Tableau 7.8 Valeurs de la pression d'équilibre, $P^*$, du rayon final de la cavité, $a$, du rayon plastique, $b$, et du volume final de la résine, $V_{rf}$, aux différentes profondeurs d'injection.

| $z$ (m) | $P^*$ (kPa) | $a$ (cm) | $b$ (m) | $V_{rf}$ (m³) |
|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 154,7 | 12,0 | 1,04 | 0,026 |
| 3,2 | 187,0 | 11,7 | 0,81 | 0,025 |
| 4,2 | 213,0 | 11,5 | 0,67 | 0,023 |
| 5,2 | 231,0 | 11,3 | 0,55 | 0,021 |
| 6,2 | 246,0 | 11,1 | 0,48 | 0,019 |
| 7,2 | 261,0 | 11,0 | 0,42 | 0,018 |

Les valeurs de pression d'équilibre étant connues, on évalue la tendance de la densité relative, $D_r$, aux alentours du trou d'injection : comme on peut le voir, par exemple, sur le graphique de la **figure 7.6** dans le cas d'une injection à 2,2 m par rapport au niveau du terrain naturel, la densité relative a tendance à décroître à partir du centre de l'injection, et prend la valeur initiale à une distance supérieure au rayon plastique, dès lors que les déformations volumétriques sont nulles.

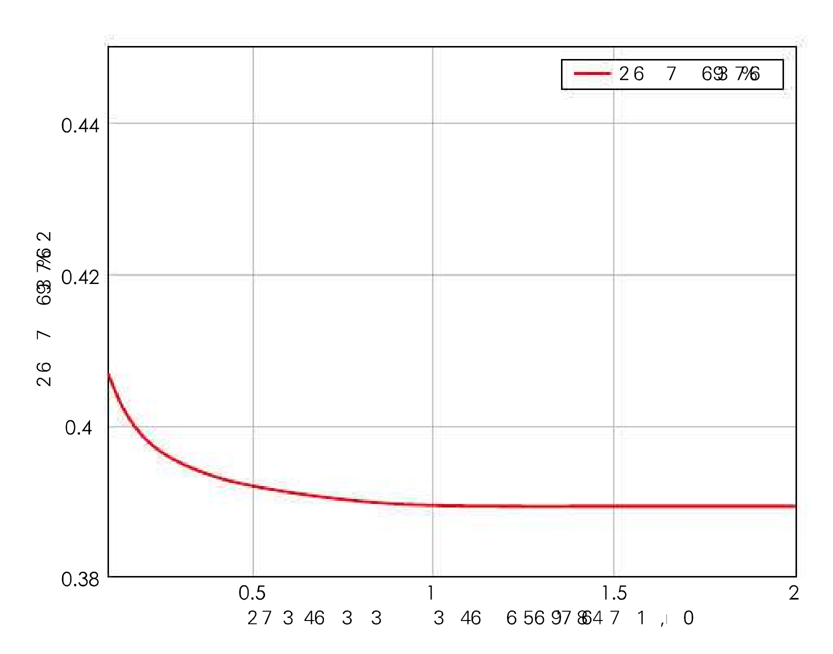



Figure 7.6 Tendance de la densité relative aux alentours du point d'injection situé à une profondeur de 2,2 m par rapport au niveau du terrain naturel.

Le **tableau 7.9** présente les estimations des valeurs de la densité relative finale, $D_r$, que l'on obtient, à différentes profondeurs d'intérêt, à la pression d'équilibre, à une distance $r = a_0$ par rapport au point d'injection. En outre, il convient de souligner qu'à cette distance, en moyenne, l'ampleur des améliorations s'avère moindre que celles obtenues avec des injections de résine Uretek.

Tableau 7.9 Estimation des valeurs de la densité relative finale, en fonction de la pression d'équilibre, à une distance de l'axe d'injection égale au rayon initial de la cavité, et valeurs correspondantes de NSPT.

| $z$ (m) | $P^*$ (kPa) | $D_r$ ($r = a_0$) | $D_r(r = a_0) / D_{r0}$ | $N_{SPT}$ (coups/pieds) |
|---|---|---|---|---|
| 2,2 | 154,7 | 0,408 | 1,05 | 8 |
| 3,2 | 187,0 | 0,339 | 1,07 | 6 |
| 4,2 | 213,0 | 0,321 | 1,08 | 6 |
| 5,2 | 231,0 | 0,396 | 1,07 | 10 |
| 6,2 | 246,0 | 0,469 | 1,05 | 15 |
| 7,2 | 261,0 | 0,490 | 1,05 | 17 |

Ces valeurs de densité peuvent être transformées, grâce à la corrélation empirique [7.1] proposée par Skempton (1986), en valeurs de$(N_1)_{60}$ et, par conséquent, $N_{SPT}$.

Par ailleurs, sur le graphique de la **figure 7.7**, on peut voir également la tendance des valeurs de $N_{SPT}$: comme on peut le constater, les injections de résine Uretek s'accompagnent d'une densification majeure du sol, liée à la présence de pressions d'équilibre, $P^*$, de valeurs sensiblement plus élevées et, par conséquent, à des valeurs de $N_{SPT}$ plus élevées comparativement à un traitement avec l'autre type de résine, caractérisé, quant à lui, par une faible capacité de gonflement.

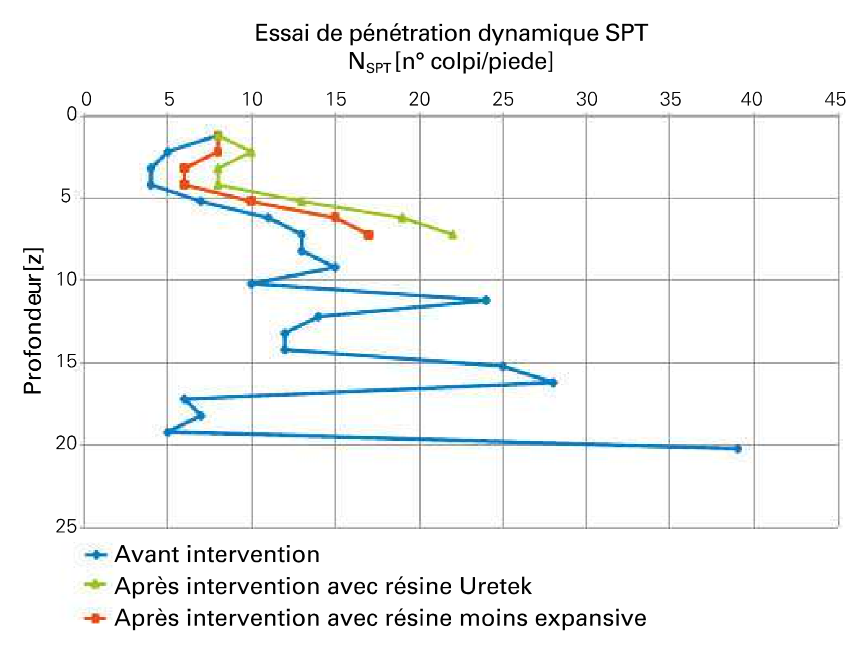



Figure 7.7 Comparaison entre les valeurs de $N_{SPT}$ aux profondeurs d'injection, avant et après l'intervention, avec les deux types de résines.

# 3. Injections de résines expansives dans les sols à grains fins

On souhaite concevoir une intervention consistant à injecter des résines expansives Uretek, dans un sable fin, à une profondeur $z = 3{,}5$ m par rapport au niveau du terrain naturel, dans le but de compenser l'affaissement d'une fondation carrée, dont les côtés $L = 1{,}5$ m, soumise à une charge $q = 150$ kPa. La nappe phréatique se trouve à une profondeur de 0,5 m par rapport au niveau de la surface naturelle du sol.

Les paramètres physiques et mécaniques du sable en question sont les suivants :

- poids volumique du sol, $\gamma = 18{,}5$ kN/m$^3$ ;
- module élastique de Young, $E' = 1{,}17$ MPa ; $E_u = 1{,}4$ MPa ;
- coefficient de Poisson, $\nu' = 0{,}25$ ; $\nu_u = 0{,}5$ ;
- angle de frottement, $\varphi = 25°$ ;
- degré de surconsolidation, OCR = 1.

Étant donné que le sol est normalement consolidé, le coefficient de pression des terres au repos, $K_0$, peut être calculé comme suit : $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$, ce qui donne $K_0 = 0{,}577$.

Pour évaluer l'affaissement, $w$, de la fondation, il est possible de se servir de l'expression suivante :

$$w = q \cdot B_{eq} \cdot \left( \frac{1 - \nu'^2}{E'} \right) \quad [7.4]$$

dans laquelle $B_{eq}$ représente la base équivalente de la fondation, qui est égale au diamètre d'une fondation circulaire ayant une surface équivalente et, par conséquent, peut être calculée de la manière suivante :

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4 * L^2}{\pi}} \quad [7.5]$$

Dans le cas présent, l'affaissement $w$ est de 20,3 cm.

La variation de l'état de contraintes agissant à la profondeur $z$ peut être déterminée à l'aide des formules suivantes :

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left\{ 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left( \frac{B_{eq}}{2 \cdot z} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad [7.6]$$

$$\Delta\sigma_h = \frac{q}{2} \cdot \left\{ (1 + 2\nu') - \frac{2 \cdot (1 + \nu') \cdot z}{\left[ z^2 + \left( \frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{\left[ z^2 + \left( \frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right\} \quad [7.7]$$

$$\Delta p_m = q \cdot \left\{ 1 - \frac{z}{\left[ z^2 + \left( \frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \right\} \quad [7.8]$$

dans lesquelles $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_h$ et $\Delta p_m$ sont respectivement les différences de contrainte verticale, de contrainte horizontale et de contrainte moyenne à la profondeur $z$.

Pour le cas présent, la variation de contrainte verticale à la profondeur de 3,5 m est de 12,3 kPa, tandis que la variation de contrainte horizontale est de –0,9 kPa. Par conséquent, la contrainte verticale totale $\sigma_z$ est de 77,0 kPa, tandis que la contrainte horizontale totale $\sigma_h$ est de 43,6 kPa.

On veut tout d'abord injecter une masse de résine $M_{ri}$ = 10 kg. Sachant que la densité initiale de la résine est égale à 1 070 kg/m$^3$, le volume initial de résine est $V_{ri} = 9{,}35 \cdot 10^{-3}$ m$^3$.

Comme prévu, puisque le coefficient de pression des terres au repos est inférieur à 1, on peut s'attendre, tout d'abord, à la formation d'une fracture sub-verticale en forme de pièce de monnaie (*penny-shaped crack*). En référence au mode opératoire décrit dans le chapitre 4, en supposant une demi-longueur de la fracture $L$ = 0,77 m, on atteint une pression d'équilibre de l'ordre de 123,5 kPa, comme on peut le voir clairement sur le graphique de la **figure 7.8**. En outre, dans l'hypothèse d'une ténacité à la rupture $K_{Ic} = 0{,}08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{m}$, la pression critique, associée à la demi-longueur de la fracture, est égale à :

$$P = \frac{K_{Ic}}{2} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_h = 124{,}4 \quad [7.9]$$

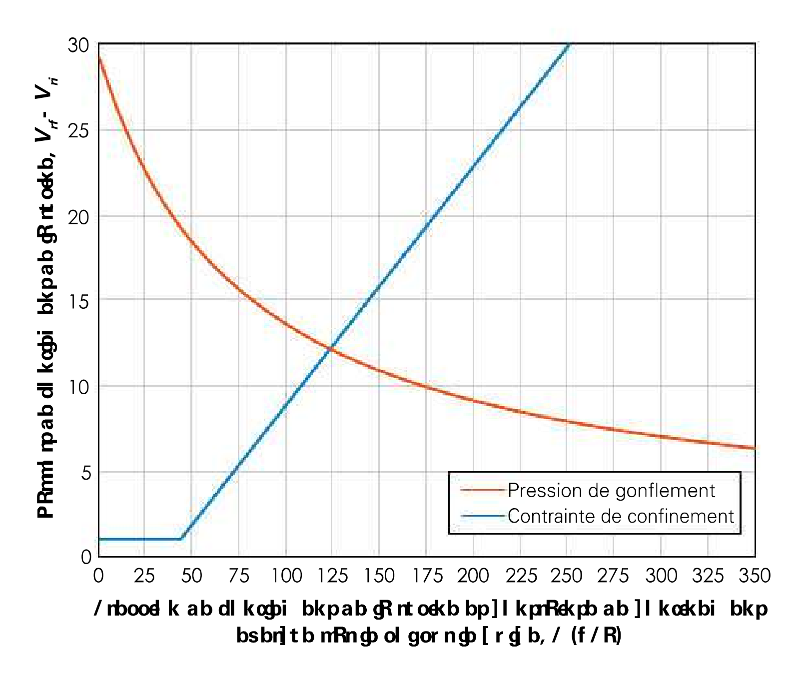



Figure 7.8 Rapport de gonflement de la résine en fonction de sa pression de gonflement (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue) ; évaluation de la pression d'équilibre *P** à une profondeur de 3,5 m par rapport au niveau du terrain naturel, dans l'hypothèse d'une demi-longueur de fracture de 0,77 m.

On peut donc en conclure que pour le sable considéré, en supposant une ténacité à la fracture $K_{Ic} = 0{,}08\ \mathrm{MPa} \cdot \sqrt{m}$, la demi-longueur $L$ = 0,77 m correspond à la valeur exacte, qui donne la congruence entre la pression critique dérivée du critère d'Irwin et la pression d'équilibre.

La formation de la fracture sub-verticale suivie de son ouverture produit localement une augmentation de la contrainte horizontale du sol, égale à la pression d'équilibre nette, et donc une inversion des contraintes principales : la pression d'équilibre nette dans le cas présent (cas étudié) est égale à la différence entre la pression critique, évaluée par le critère d'Irwin, et la contrainte horizontale agissant à la profondeur examinée : elle est de 80,8 kPa.

Une nouvelle injection de 10 kg de résine peut conduire à la formation d'une fracture sub-horizontale, dont l'ouverture permet de soulever la fondation et de compenser une partie de l'affaissement.

Les prévisions concernant la demi-longueur de la fracture horizontale peuvent être conduites avec le même mode opératoire que celui décrit précédemment, ou en recherchant l'état d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte de confinement (dans ce cas, verticale) générée dans le sol : dans ce cas, en supposant une demi-longueur de la fracture de 0,72 m, on atteint une pression d'équilibre égale à 160 kPa, comme on peut le voir clairement sur le graphique de la **figure 7.9**.

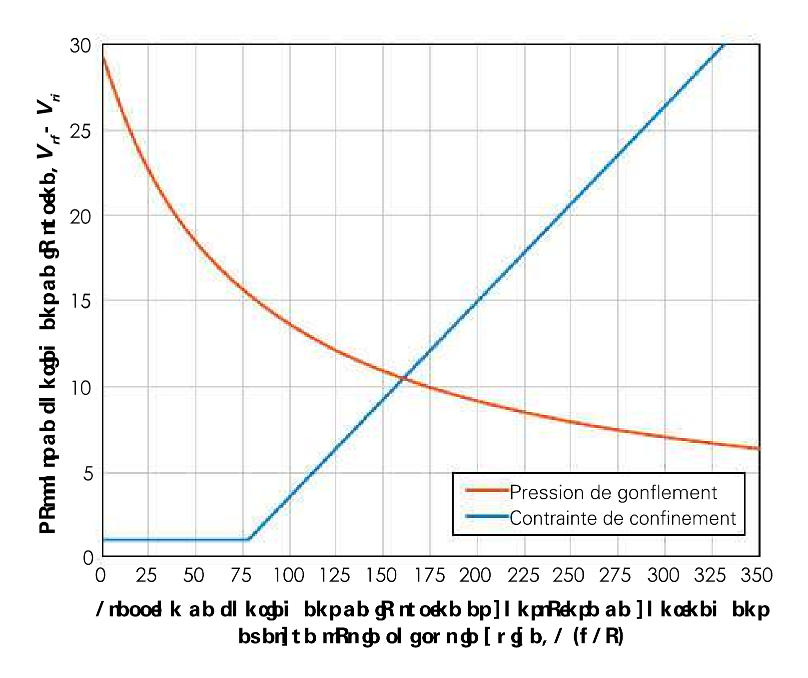



Figure 7.9 Rapport de gonflement de la résine en fonction de sa pression de gonflement (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue) ; évaluation de la pression d'équilibre *P** à une profondeur de 3,5 m par rapport au niveau du terrain naturel, dans l'hypothèse d'une demi-longueur de fracture de 0,72 m.

L'ampleur du soulèvement, $w$, peut être évaluée, dans un premier temps, en négligeant la compression de la couche de sol au-dessus du point d'injection, au moyen de la formule fournie par Sneddon & Lowengrub (1969) pour le calcul de l'ouverture de la fracture :

$$w(x) = \frac{4 \cdot \left(1 - \nu_u^2\right) \cdot P \cdot \sqrt{L^2 - x^2}}{\pi \cdot E_u} \qquad [7.10]$$

Le soulèvement maximal obtenu au niveau de l'axe du trou d'injection (à savoir : pour une distance $x = 0$ et pour le cas en question) est de 7,3 cm.

Annexe A

# Théorie de l'expansion d'une cavité dans le sol

## 1. Introduction et définition du problème

La théorie de l'expansion des cavités est une référence fondamentale pour la conception des interventions nécessitant l'injection de résines polyuréthanes expansives dans le sol. Des solutions pour matériaux élastiques linéaires, parfaitement plastiques, ont été présentées par Bishop *et al.* (1945) pour les sols purement cohésifs, et par Hill (1950), Ménard (1957), Chadwick (1959), Vesic (1972), Carter *et al.* (1986), Manassero (1989), Yu & Houlsby (1991) pour les sols frottants et cohésifs.

Cette théorie analyse en détail le problème lié à l'expansion d'une cavité cylindrique ou sphérique dans un milieu infini, caractérisé par une loi de comportement de type élasto-plastique parfait et d'un critère de rupture de Mohr-Coulomb avec une loi d'écoulement plastique non associé.

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique (c'est-à-dire des traitements en colonne), il est possible de se référer au schéma de la **figure A.1**, qui illustre un milieu étendu à l'infini, traversé par une cavité cylindrique de rayon $a_0$, dans un système de coordonnées de référence de type polaire, dont l'origine coïncide avec le centre du trou.

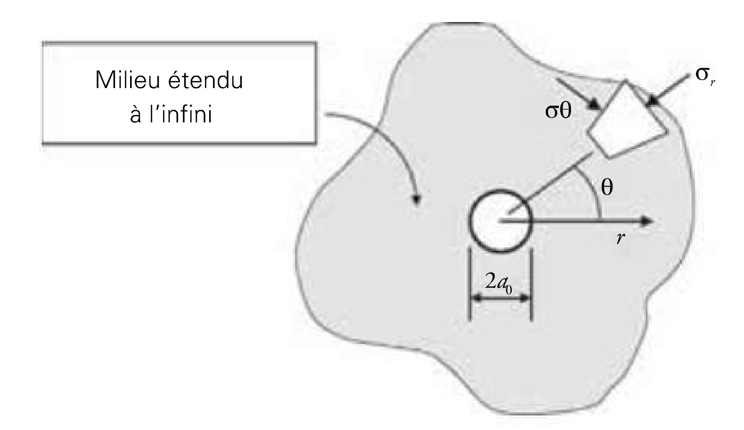



Figure A.1 Problème d'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élasto-plastique parfait infiniment étendu.

Les hypothèses initiales prévoient des conditions de déformations planes (déformations nulles dans la direction parallèle à l'axe du trou (axe des $z$)).

Compte tenu du milieu infiniment étendu et homogène, l'état de contraintes aux alentours de la cavité avant l'expansion peut être considéré comme étant isotrope et calculé comme suit :

$$P_0 = \sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = \frac{\sigma_{v0} + 2 \cdot \sigma_{h0}}{3} \quad \text{[A.1]}$$

où :

- $\sigma_r$ = contrainte agissant dans la direction radiale par rapport à l'axe de la cavité ;
- $\sigma_\theta$ = contrainte tangentielle ;
- $\sigma_z$ = contrainte efficace agissant dans la direction verticale ;
- $\sigma_{v0}$ = contrainte géostatique verticale ;
- $\sigma_{h0}$ = contrainte géostatique horizontale.

Dans l'analyse, on supposera que la pression initiale agissant sur les parois de la cavité est égale à $P_0$ et qu'elle augmente progressivement par la suite jusqu'à atteindre une valeur générique $P$. Les conditions de symétrie du schéma de calcul adopté impliquent que cette augmentation de pression conduit à des déplacements uniquement dans le sens radial ($u_r$).

Dans la phase initiale, l'augmentation de pression dans la cavité provoque des déformations du sol environnant dans des conditions purement élastiques. À une valeur donnée de $P$ ($P_1$), le matériau adossé aux parois de la cavité atteint les conditions de plastification, qui s'étendent progressivement dans le sol environnant au fur et à mesure de l'augmentation de $P$ (**figure A.2**).

Les paragraphes qui suivent présentent de manière détaillée les procédures de calcul permettant d'établir, dans des conditions élastiques et dans des conditions de plastification, l'état de contraintes et de déformations du matériau entourant la cavité en expansion.

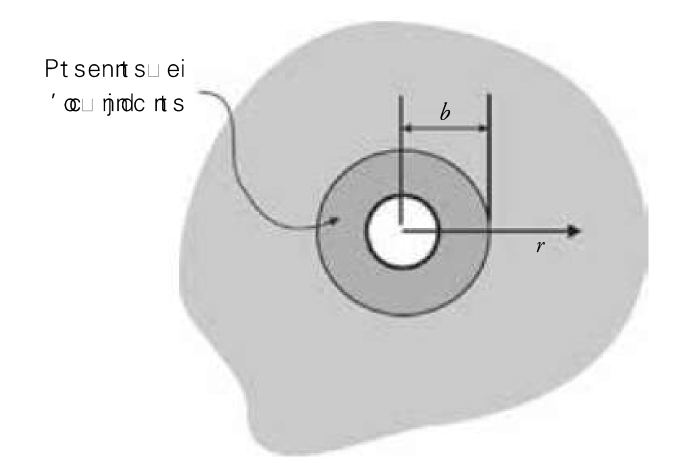



Figure A.2 Conditions de plastification aux alentours de la cavité dues à l'augmentation de *P*.

Il convient de souligner que toutes les corrélations rapportées ci-dessous sont obtenues en se référant à des analyses en conditions drainées, dans l'hypothèse où le temps nécessaire à la consolidation du sol entourant la cavité est négligeable comparativement à celui nécessaire à l'application des charges. Par conséquent, les contraintes indiquées doivent être comprises comme étant efficaces. En particulier, la pression $P$ à l'intérieur de la cavité doit également être comprise comme étant efficace. Dans le cas où l'on doit effectuer une analyse dans des conditions non drainées, le sol peut être assimilé à un milieu à phase unique. Dans ce cas, l'analyse doit se rapporter uniquement aux contraintes totales, en adoptant, dans le domaine élastique, le module de rigidité non drainé et une valeur de coefficient de Poisson égale à 0,5, et, dans le domaine plastique, un critère de rupture purement cohésif. Dans les formules ci-dessous, pour le milieu cohésif-frottant, il est possible de poser $\varphi = 1$ pour éviter des problèmes d'ordre numérique.

Enfin, il convient de souligner que les corrélations présentées ci-dessous font référence aux conventions de signes propres à la géotechnique classique, de sorte que les sollicitations qui induisent une compression de l'élément de sol examiné sont considérées comme constituant un signe positif.

# 2. État de contraintes et de déformations dans des conditions purement élastiques

## 2.1. Cavité cylindrique

Dans un premier temps, l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité cylindrique détermine l'apparition de déformations dans le sol environnant de type purement élastique.

Les conditions de symétrie radiale du schéma de calcul adopté permettent d'expliquer l'état de contraintes de l'élément générique du sol au moyen d'une seule équation d'équilibre :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \qquad \text{[A.2]}$$

En outre, sont également supposées les conditions aux alentours suivantes :

- limite d'état valide le long des parois latérales de la cavité cylindrique

$$\sigma_r(a_0) = P \qquad \text{[A.3]}$$

- condition limite valide à une distance infinie de la cavité cylindrique

$$\sigma_r(\infty) = \sigma_\theta(\infty) = P_0 \qquad \text{[A.4]}$$

En ce qui concerne l'état des déformations, il est possible d'expliquer les égalités suivantes :

$$\varepsilon_r = \frac{du_r}{dr} \qquad \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \qquad \text{[A.5]}$$

où :

- $\varepsilon_r$ = déformation dans la direction radiale par rapport au centre de la cavité cylindrique ;
- $\varepsilon_\theta$ = déformation tangentielle.

Enfin, compte tenu des conditions purement élastiques, la corrélation entre l'état de contraintes et l'état de déformations est donnée par la loi de Hooke :

$$\sigma_r = \Lambda \cdot e + 2 \cdot G \cdot \varepsilon_r + P_0 \qquad \text{[A.6]}$$

$$\sigma_\theta = \Lambda \cdot e + 2 \cdot G \cdot \varepsilon_\theta + P_0 \qquad \text{[A.7]}$$

dans laquelle :

- $\Lambda$ = opérateur de Lamé :

$$\Lambda = \frac{\nu \cdot E'}{(1+\nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \qquad \text{[A.8]}$$

avec :

- $E'$ = module de Young du sol ;
- $\nu$ = coefficient de Poisson du sol ;

- $e$ = déformation volumétrique ;
- $G$ = module d'élasticité tangentielle du sol.

En combinant l'équation d'équilibre [A.2] avec l'équation [A.6], et en tenant compte de la corrélation entre les déformations et les déplacements [A.5], on obtient l'équation différentielle du second ordre ci-après, exprimée en fonction du déplacement dans la direction radiale $u_r$ :

$$\frac{d^2 u_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du_r}{dr} - \frac{u_r}{r^2} = 0 \qquad [A.9]$$

à partir de laquelle on obtient :

$$u_r = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \qquad [A.10]$$

avec :

- $C_1$, $C_2$ = constantes d'intégration.

En imposant à [A.10] la condition aux limites [A.4], on obtient :

$$C_1 = 0 \qquad [A.11]$$

à partir de laquelle :

$$u_r = \frac{C_2}{r} \qquad [A.12]$$

En substituant [A.12] dans [A.5], il est possible d'obtenir la déformation radiale $\varepsilon_r$ à inclure dans l'équation [A.6]. De cette façon, on obtient une expression de la contrainte radiale $\sigma_r$ qui, en imposant la condition aux limites [A.3], permet de déterminer la valeur de la constante d'intégration $C_2$.

En conclusion, à la lumière de ce qui précède, l'état de contraintes et de déformations du matériau entourant la cavité cylindrique dans des conditions purement élastiques peut être défini au moyen des équations suivantes :

$$u_r = -\frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{2 \cdot G \cdot r} \qquad [A.13]$$

$$\varepsilon_r = \frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{2 \cdot G \cdot r^2} = -\varepsilon_\theta \qquad [A.14]$$

$$\sigma_r = \frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{r^2} + P_0 \qquad [A.15]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{r^2} + P_0 \qquad [A.16]$$

Pour calculer l'augmentation de contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité, on peut se référer à la relation dérivée de la théorie de l'élasticité :

$$\Delta\sigma_z = \nu \cdot (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \qquad [A.17]$$

La relation [A.17] est valide dans l'hypothèse selon laquelle les déformations dans la direction verticale sont nulles, et la contrainte principale verticale $\sigma_z$ a une valeur comprise entre celles de la contrainte radiale principale $\sigma_r$ et celles de la contrainte tangentielle principale $\sigma_\theta$ ($\sigma_r \geqslant \sigma_z \geqslant \sigma_\theta$). Les deux conditions sont généralement remplies si l'on adopte des valeurs types des paramètres géotechniques caractéristiques des sols naturels.

## 2.2. Cavité cylindrique ou sphérique

Yu & Houlsby (1991) ont étendu les propos du paragraphe précédent, également au cas de la cavité sphérique.

En particulier, en adoptant un schéma de référence analogue à celui présenté dans la **figure A.1**, les équations suivantes ont été élaborées :

$$u_r = -\frac{(P - P_0)}{2 \cdot m \cdot G} \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} \cdot r \quad [A.18]$$

$$\sigma_r = (P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P_0 \quad [A.19]$$

$$\sigma_\theta = -(P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P_0 \quad [A.20]$$

où :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $a_0$ = rayon initial de la cavité ;
- $G$ = module d'élasticité tangentielle du sol.

Même dans ce cas, le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence à [A.17].

# 3. État de contraintes et de déformations dans des conditions élasto-plastiques

Dans le cas où la pression à l'intérieur de la cavité ($P$) est telle qu'elle est égale à la valeur de la « pression d'avant la plastification » ($P_1$), le matériau formant les parois de cette cavité atteint les conditions de rupture.

a) *Critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un matériau purement frottant*

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta = 0 \quad [A.21]$$

avec :

$$N = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad [A.22]$$

dans laquelle :

– $\varphi$ = angle de résistance au cisaillement du sol.

b) *Critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un matériau frottant et cohésif*

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta - Y = 0 \qquad \text{[A.23]}$$

avec :

– $N$ = voir [A.22] ;

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \qquad \text{[A.24]}$$

dans laquelle :

– φ = angle de résistance au cisaillement du sol ;

– c' = cohésion effective du sol.

Dans le cas où il se produit une augmentation ultérieure de $P$ ($P > P_1$), on observe la formation d'une « région de plastification », qui s'étend depuis le rayon de la cavité ($a$) jusqu'à une distance générique $b$ ($a < r < b$), en fonction de l'ampleur de $P$ (**figure A.2**). En dehors de cette région ($r > b$), le matériau continue à avoir un comportement purement élastique.

À l'intérieur de la région de plastification, en revanche, le matériau se trouve dans le domaine plastique. Par conséquent, son état de contraintes-déformations est subordonné au critère de rupture et à la loi d'écoulement plastique qui le caractérisent.

Il est important de souligner que la pression $P$ ne peut augmenter que jusqu'à une valeur limite ($P_{LIM}$), au niveau de laquelle la cavité tend idéalement à s'élargir indéfiniment dans le sol.

Les paragraphes suivants décrivent de manière détaillée l'analyse du comportement du matériau après que la pression d'avant la plastification est atteinte ($P_1$), en se référant au domaine élastique, et en se référant au domaine plastique, jusqu'à atteindre la $P_{LIM}$.

Il convient de souligner que ce problème peut être résolu selon deux approches distinctes :

1. l'approche par « analyse du sol aux petites déformations » ;
2. l'approche par « analyse du sol aux grandes déformations ».

L'approche 1 repose sur l'hypothèse selon laquelle, une fois $P_1$ atteinte, les déformations provoquées par l'augmentation progressive continue de $P$ sont de faible importance, non seulement dans le domaine purement élastique, mais également dans la région de plastification. Cette hypothèse conduit à une simplification considérable du problème ; mais, dans le cas le plus fréquent où les déformations dans le domaine plastique ne sont pas petites, elle se traduit par une moindre précision des résultats obtenus, notamment pour le calcul de la pression limite ($P_{LIM}$).

L'approche 2, en revanche, repose sur l'hypothèse que les déformations affectant le matériau dans la région de plastification sont tellement élevées qu'il faut les corréler aux déplacements correspondants au moyen de relations de type logarithmique :

$$\varepsilon_r = \ln\left(\frac{dr}{dr_0}\right) \qquad \text{[A.25]}$$

$$\varepsilon_\theta = \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \qquad \text{[A.26]}$$

dans laquelle :

- $r$ = distance générique depuis le centre de la cavité après le processus d'expansion ;
- $r_0$ = distance générique depuis le centre de la cavité initiale avant le processus d'expansion.

## 3.1. Estimation de la pression d'avant la plastification

À la lumière de ce qui précède, il est nécessaire, en premier lieu, d'estimer la pression à l'intérieur de la cavité qui est en mesure de provoquer la plastification du matériau constituant ses parois (pression d'avant la plastification ($P_1$)).

### 3.1.1. Cavité cylindrique, sol purement frottant

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique et d'un sol purement frottant, la pression d'avant la plastification ($P_1$) peut être calculée en appliquant les conditions de rupture [A.21] aux contraintes calculées avec [A.15], [A.16] au niveau des parois de la cavité ($r = a_0$).

De cette façon, on obtient l'égalité suivante :

$$P_1 = P_0 \cdot \left( \frac{2 \cdot N}{N+1} \right) = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \qquad [A.27]$$

où :

- $N$ = voir [A.22].

### 3.1.2. Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Afin d'étendre les analyses présentées dans le paragraphe précédent à la cavité sphérique et aux sols caractérisés par un comportement frottant et cohésif, Yu & Houlsby (1991) ont proposé la relation ci-après pour calculer la pression d'avant la plastification ($P_1$) :

$$P_1 = \frac{m \cdot \left[ Y + (N-1) \cdot P_0 \right]}{m + N} + P_0 \qquad [A.28]$$

où :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $Y$ = voir [A.24].

## 3.2. Approche par « analyse du sol aux petites déformations »

### 3.2.1. État de contraintes-déformations du sol dans le domaine élastique

Le présent paragraphe présente une analyse de la définition de l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans le domaine élastique ($r > b$) après que la pression d'avant la plastification a été atteinte ($P_1$).

#### 3.2.1.1. Cavité cylindrique, sol purement frottant

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique et d'un sol purement frottant, Davis & Selvadurai (2002) ont mis au point une procédure d'évaluation de l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans le domaine élastique ($r > b$), après que la pression d'avant la plastification a été atteinte ($P_1$).

En premier lieu, il est possible d'affirmer qu'à l'interface entre le domaine purement élastique et la région de plastification ($r = b$), la contrainte radiale peut être supposée égale à la pression d'avant la plastification [A.27] :

$$\sigma_r(b) = P_1 = P_0 \cdot (1 + \sin\phi) \qquad \text{[A.29]}$$

En outre, comme il s'agit du domaine élastique, il est possible de considérer comme valides les relations [A.13] à [A.16], qui, en remplaçant les termes $a_0$ et $P$ respectivement par $b$ et $\sigma_r(b)$, permettent de définir les déplacements, les déformations et les contraintes du matériau qui se trouve dans le domaine élastique ($r >$ b) :

$$u_r = -\frac{P_0 \cdot \sin\phi \cdot b^2}{2 \cdot G \cdot r} \qquad \text{[A.30]}$$

$$\varepsilon_r = \frac{P_0 \cdot \sin\phi \cdot b^2}{2 \cdot G \cdot r^2} = -\varepsilon_\theta \qquad \text{[A.31]}$$

$$\sigma_r = \frac{P_0 \cdot \sin\phi \cdot b^2}{r^2} + P_0 \qquad \text{[A.32]}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P_0 \cdot \sin\phi \cdot b^2}{r^2} + P_0 \qquad \text{[A.33]}$$

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence à [A.17].

#### 3.2.1.2. Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Yu & Houlsby (1991) ont étendu les analyses effectuées dans le paragraphe précédent, également au cas d'une cavité sphérique, en examinant un matériau de type frottant et cohésif entourant cette cavité.

À la lumière de ce qui précède, les déformations et les contraintes du matériau qui est situé dans le domaine élastique ($r \geqslant b$), peuvent être calculées en utilisant les équations suivantes :

$$u_r = -\left(\frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G}\right) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{1+m} \cdot r \qquad \text{[A.34]}$$

$$\sigma_r = P_0 + \left[\frac{m \cdot \left(Y + (N-1) \cdot P_0\right)}{m+N} \cdot b^{1+m}\right] \cdot r^{-(1+m)} \qquad \text{[A.35]}$$

$$\sigma_\theta = P_0 - \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{m \cdot \left(Y + (N-1) \cdot P_0\right)}{m+N} \cdot b^{1+m}\right] \cdot r^{-(1+m)} \qquad \text{[A.36]}$$

où :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

- $N$ = voir [A.22] ;
- $Y$ = voir [A.24].

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence à [A.17].

### 3.2.2. État de contraintes-déformations du sol dans la région de plastification

Le présent paragraphe expose une analyse de la définition de l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans la région de plastification ($a < r < b$) qui s'est formée après que la pression d'avant la plastification ($P_1$) a été atteinte et dépassée.

#### *3.2.2.1. Cavité cylindrique, sol purement frottant*

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique et d'un sol purement frottant, Davis & Selvadurai (2002) ont mis au point une procédure d'évaluation de l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans la région de plastification ($a < r < b$), en référence à l'approche simplifiée par « analyse du sol aux petites déformations ».

Dans des conditions de plastification, l'état de déformations du sol dépend de la loi d'écoulement plastique qui caractérise le sol proprement dit. En termes généraux, étant donné une loi d'écoulement plastique non associé (matériau se dilatant), on peut appliquer l'égalité suivante :

$$g = \sigma_r - M \cdot \sigma_\theta \qquad [A.37]$$

où :

$$M = \frac{1 + \sin\Psi}{1 - \sin\Psi} \qquad [A.38]$$

dans laquelle :

- $\psi$ = angle de dilatance du sol.

En imposant les conditions de plastification [A.21] à [A.2], on peut définir l'équation d'équilibre valable dans la région de plastification :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r}{r} \cdot \left(\frac{N-1}{N}\right) = 0 \qquad [A.39]$$

où :

- $N$ = voir [A.22].

La solution de l'équation [A.39], au vu de ce qui est reporté dans [A.32], [A.33] dans l'hypothèse où $r = b$, permet de définir l'état de contraintes du sol entourant la cavité cylindrique dans la région de plastification :

$$\sigma_r = P_0 \cdot (1 + \sin\phi) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \qquad [A.40]$$

$$\sigma_\theta = P_0 \cdot (1 - \sin\phi) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \qquad [A.41]$$

dans laquelle :

- $N$ = voir [A.22].

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence à [A.17].

En ce qui concerne l'état de déformations dans la région de plastification, il est nécessaire de souligner que, dans l'hypothèse où le sol entourant la cavité est caractérisé par une loi d'écoulement plastique non associé [A.37], la relation reliant les contraintes aux déformations est la suivante :

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}_\theta \\ \dot{\sigma}_r \end{bmatrix} = \frac{2 \cdot G}{(1-\nu)\cdot(1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & M \\ N & M \cdot N \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_\theta \\ \dot{\varepsilon}_r \end{bmatrix} \qquad \text{[A.42]}$$

où :

- $G$ = module d'élasticité tangentielle du sol ;
- $\nu$ = coefficient de Poisson du sol ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $M$ = voir [A.38].

Le système [A.42] comprend une équation unique linéairement indépendante, qui, explicitée en fonction de l'inconnue $\dot{\sigma}_r$ et à la lumière de [A.5], peut être exprimée comme suit :

$$M \cdot \frac{d\dot{u}_r}{dr} + \frac{\dot{u}_r}{r} = \frac{(1-\nu)\cdot(1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)}{N} \cdot \frac{\dot{\sigma}_r}{2 \cdot G} \qquad \text{[A.43]}$$

En dérivant [A.40] par rapport à la variable $b$, on obtient :

$$\dot{\sigma}_r = P_0 \cdot (1+\sin\phi) \cdot \left(\frac{N-1}{N}\right) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \cdot \left(\frac{\dot{b}}{b}\right) \qquad \text{[A.44]}$$

En substituant [A.44] à [A.43], on obtient l'équation différentielle suivante :

$$M \cdot \frac{d\dot{u}_r}{dr} + \frac{\dot{u}_r}{r} - \frac{\left[(1-\nu)\cdot(1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)\right] \cdot P_0}{G} \cdot \frac{\sin\varphi}{N} \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \cdot \left(\frac{\dot{b}}{b}\right) = 0 \qquad \text{[A.45]}$$

dont la solution, calculée en imposant la condition aux limites dérivée de [A.30] :

$$u_r(b) = -\frac{P_0 \cdot \sin\varphi \cdot b}{2 \cdot G} \qquad \text{[A.46]}$$

permet de calculer le déplacement dans la direction radiale dans la région de plastification :

$$u_r = -\frac{P_0 \cdot \sin\varphi \cdot b}{2 \cdot G} \cdot \left\{ \left(\frac{r}{b}\right) + \frac{B \cdot N}{N-1} \cdot \left[ \left(\frac{r}{b}\right) - \left(\frac{r}{b}\right)^{\frac{1}{N}} \right] - \frac{A \cdot M}{M+1} \cdot \left[ \left(\frac{r}{b}\right) - \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{1}{M}} \right] \right\} \qquad \text{[A.47]}$$

dans laquelle :

$$B = \frac{2 \cdot \left[(1-\nu)\cdot(1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)\right]}{M+N} \qquad \text{[A.48]}$$

$$A = 2 + B \qquad \text{[A.49]}$$

### 3.2.2.2. Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Yu & Houlsby (1991), en référence aux résultats des travaux de Carter *et al.* (1986), ont étendu les analyses effectuées dans la section précédente, également au cas de la cavité sphérique, en examinant un matériau de type frottant et cohésif entourant cette cavité.

Dans le cas présent, l'état de contraintes du matériau dans la région de plastification peut être calculé au moyen des équations suivantes :

$$\sigma_r = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m)\cdot N\cdot\left[Y+(N-1)\cdot P_0\right]}{(N-1)\cdot(m+N)}\cdot b^{\frac{[m\cdot(N-1)]}{N}}\cdot r^{\frac{-[m(N-1)]}{N}} \qquad [A.50]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Y}{N-1} + \frac{\frac{(1+m)\cdot N\cdot\left[Y+(N-1)\cdot P_0\right]}{(N-1)\cdot(m+N)}\cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}}}{N}\cdot r^{\frac{-[m\cdot(N-1)]}{N}} \qquad [A.51]$$

avec :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $Y$ = voir [A.24].

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence à [A.17].

En ce qui concerne l'estimation du déplacement radial dans la région de plastification, il est possible de se référer à la relation :

$$u_r = -\left[\frac{Y+(N-1)\cdot P_0}{2\cdot(m+N)\cdot G} + \frac{N\cdot M\cdot\xi}{m\cdot(N+M)+N\cdot M\cdot(1-m)} - \frac{M\cdot\ln\eta}{M+m}\right]\cdot\left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{m}{M}}\cdot b + \qquad [A.52]$$

$$-\frac{M\cdot\ln\eta}{M+m}\cdot r - \frac{N\cdot M\cdot\xi}{m\cdot(N+M)+N\cdot M\cdot(1-m)}\cdot\left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{[m\cdot(N-1)]}{N}}\cdot r$$

où :

$$\xi = \frac{\left[1-\nu^2\cdot(2-m)\right]\cdot(1+m)\cdot\frac{Y+(N-1)\cdot P_0}{2\cdot(m+N)\cdot G}}{(1+\nu)\cdot(N-1)\cdot M}\times \qquad [A.53]$$

$$\times\left[N\cdot M+m\cdot(1-2\cdot\nu)+2\cdot\nu-\frac{m\cdot\nu\cdot(N+M)}{1-\nu\cdot(2-m)}\right]$$

$$\eta = \exp\left[\frac{(M+m)\cdot(1-2\cdot\nu)\cdot\left[Y+(N-1)\cdot P_0\right]\cdot\left[1+(2-m)\cdot\nu\right]}{E\cdot(N-1)\cdot M}\right] \qquad [A.54]$$

avec :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $Y$ = voir [A.24] ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $M$ = voir [A.38] ;

- $E$ = module de Young du sol ;
- $G$ = module d'élasticité tangentielle du sol ;
- $\nu$ = coefficient de Poisson du sol.

### 3.2.3. Calcul de l'extension de la région de plastification

Afin de compléter les analyses effectuées dans les paragraphes précédents pour l'évaluation de l'état de contraintes et de déformations du matériau qui se trouve dans la région de plastification, on trouvera ci-après un certain nombre de relations destinées aux estimations du paramètre $b$.

#### 3.2.3.1. Cavité cylindrique, sol purement frottant

Si l'on analyse le cas de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu purement frottant, la valeur de $b$ peut être calculée au moyen d'une relation obtenue à partir de [A.40], en faisant l'hypothèse qu'au niveau des parois de la cavité ($r = a_0$), la contrainte radiale ($\sigma_r$) est égale à la pression $P$ :

$$P = P_0 \cdot (1 + \sin\phi) \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \quad \text{[A.55]}$$

à partir de laquelle on obtient :

$$\left(\frac{b}{a_0}\right) = \left[\frac{P}{P_0 \cdot (1 + \sin\phi)}\right]^{\frac{N}{(N-1)}} \quad \text{[A.56]}$$

avec :
- $N$ = voir [A.22] ;
- $\varphi$ = angle de résistance au cisaillement du sol.

#### 3.2.3.2. Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Yu & Houlsby (1991) ont étendu les analyses effectuées dans le paragraphe précédent, également au cas d'une cavité sphérique, en examinant un matériau de type frottant et cohésif entourant cette cavité.

Plus précisément, le paramètre $b$ peut être estimé au moyen de l'équation suivante :

$$\left(\frac{b}{a_0}\right) = R^{\frac{N}{m \cdot (N-1)}} \quad \text{[A.57]}$$

où :

$$R = \frac{(m + N) \cdot \left[Y + (N-1) \cdot P\right]}{N \cdot (1 + m) \cdot \left[Y + (N-1) \cdot P_0\right]} \quad \text{[A.58]}$$

dans laquelle :
- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $Y$ = voir [A.24] ;
- $N$ = voir [A.22].

## 3.3. Approche par « analyse du sol aux grandes déformations »

Dans le cas où il s'avère impossible de simplifier le problème d'expansion de la cavité à l'aide de l'approche par l'analyse aux petites déformations, Yu & Houlsby (1991) ont mis au point une série de corrélations qui permettent de définir l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en présence de « grandes déformations » dans la région de plastification.

L'un des aspects qui différencie surtout cette approche par rapport à celle traitée dans le chapitre précédent réside dans l'hypothèse selon laquelle, lorsque la pression d'avant la plastification ($P_1$) est dépassée, l'augmentation de $P$ détermine une augmentation minime non négligeable de la dimension de la cavité, dont le rayon passe d'une valeur initiale $a_0$ à une valeur générique $a$.

Les paragraphes ci-après présentent les relations fondamentales permettant de calculer les contraintes et les déformations dans le sol entourant la cavité après atteinte et dépassement de la pression d'avant la plastification ($P_1$), en référence au cas générique d'une cavité cylindrique ou sphérique et d'un matériau caractérisé par un comportement frottant et cohésif.

### 3.3.1. État de contraintes-déformations du sol dans le domaine élastique

L'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans le domaine élastique ($r > b$) après que la pression d'avant la plastification a été atteinte ($P_1$), peut être évalué en adoptant les relations [A.34], [A.35], [A.36] et [A.17].

Dans ce cas spécifique, le seul changement par rapport aux informations figurant dans le paragraphe « Approche par « analyse du sol aux petites déformations » » réside dans l'évaluation de l'extension de la région de plastification (paramètre $b$) (paragraphe « Calcul de l'extension de la région de plastification »).

### 3.3.2. État de contraintes-déformations du sol dans la région de plastification

Après atteinte et dépassement de la pression d'avant la plastification ($P_1$), l'état de contraintes du matériau entourant la cavité dans la région de plastification ($a < r < b$) peut être calculé au moyen des relations [A.50], [A.51] et [A.17].

Dans ce cas aussi, la différence par rapport aux informations figurant dans le paragraphe « Approche par « analyse du sol aux petites déformations » » réside dans l'évaluation de l'extension de la région de plastification (paramètre $b$) (paragraphe « Calcul de l'extension de la région de plastification »).

En ce qui concerne l'état de déformations du sol dans la région de plastification, il est possible de se référer à l'égalité suivante :

$$\frac{a}{a_0} = \left\{ \frac{R^{\frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M}}}{\left[1 - \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G}\right]^{\frac{(M+m)}{M}} - \frac{N \cdot (M+m)}{[m \cdot (N-1) \cdot M] \cdot \eta} \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\frac{M}{(M+m)}} \quad \text{[A.59]}$$

dans laquelle :

$$\Lambda_1(x, y) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad \text{[A.60]}$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \dfrac{y^n}{n!} \cdot \ln x & \text{si } n = \dfrac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \\ \dfrac{y^n}{n! \cdot \left( n - \dfrac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \right)} \cdot \left[ x^{n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M}} - 1 \right] & \text{si } n \neq \dfrac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \end{cases} \quad \text{[A.61]}$$

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $Y$ = voir [A.24] ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $M$ = voir [A.38] ;
- $\eta$ = voir [A.54] ;
- $\xi$ = voir [A.53] ;
- $G$ = module d'élasticité tangentielle du sol ;
- $R$ = voir [A.58].

Il est possible de démontrer que la série numérique [A.60] converge rapidement pour toute valeur de $N$ et $M$ attribuée au sol. En règle générale, on peut affirmer que les dix premières itérations sont suffisantes pour garantir un résultat de précision acceptable aux fins de l'analyse.

Après avoir calculé au moyen de [A.59] la valeur de $a$, on peut estimer le déplacement radial et la déformation tangentielle au niveau des parois de la cavité :

$$u_r(a_0) = a - a_0 \quad \text{[A.62]}$$

$$\varepsilon_\theta(a_0) = \ln\left(\frac{a}{a_0}\right) \quad \text{[A.63]}$$

où :

- $a_0$ = rayon initial de la cavité.

### 3.3.3. Calcul de l'extension de la région de plastification

Après avoir calculé le rayon final supposé de la cavité ($a$) à la suite de l'expansion déterminée par la pression $P$ [A.59], il est possible de calculer le rayon de la région de plastification ($b$) au moyen de l'équation :

$$\left(\frac{b}{a}\right) = R^{\frac{N}{m(N-1)}} \quad \text{[A.64]}$$

où :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $R$ = voir [A.58].

### 3.3.4. Calcul de la pression limite ($P_{LIM}$)

Au moyen de l'approche aux grandes déformations, il est possible d'obtenir une relation qui permette de calculer la valeur de la pression limite ($P_{LIM}$).

Ainsi qu'il est indiqué dans l'introduction du paragraphe « État de contraintes et de déformations dans des conditions élasto-plastiques », il s'agit de la limite au-delà de laquelle la pression à l'intérieur de la cavité ne peut plus subir d'augmentation, dans la mesure où, lors de l'apparition de cette condition, la région de plastification tend à se dilater indéfiniment dans le matériau entourant la cavité.

En particulier, en appliquant à [A.59] la condition :

$$\lim_{a \to \infty} \left( \frac{a}{a_0} \right) \qquad [A.65]$$

on obtient la relation :

$$\Lambda_1 (R_\infty, \xi) = \left( \frac{\eta \cdot m \cdot (N-1) \cdot M}{N \cdot (M+m)} \right) \cdot \left( 1 - \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \right)^{\frac{M+m}{M}} \qquad [A.66]$$

où :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $N$ = voir [A.22] ;
- $Y$ = voir [A.24] ;
- $M$ = voir [A.38] ;
- $\eta$ = voir [A.53] ;
- $\xi$ = voir [A.52] ;
- $G$ = module d'élasticité tangentielle du sol.

obtenue en posant le dénominateur du second membre de l'équation [A.58] égal à 0.

Au moyen de [A.66], on obtient la valeur de $\Lambda_1(R_\infty,\xi)$.

Ensuite, au moyen de [A.60] et [A.61], on obtient le paramètre $R_\infty$, défini par la relation :

$$R_\infty = \frac{(m+N) \cdot \left[ Y + (N-1) \cdot P_{LIM} \right]}{N \cdot (1+m) \cdot \left[ Y + (N-1) \cdot P_0 \right]} \qquad [A.67]$$

Enfin, en inversant l'équation [A.67], on obtient la valeur de pression limite ($P_{LIM}$) :

$$P_{LIM} = \frac{\left[ \frac{R_\infty \cdot N \cdot (1+m) \cdot \left[ Y + (N-1) \cdot P_0 \right]}{(m+N)} - Y \right]}{(N-1)} \qquad [A.68]$$




# Les mécanismes de fracturation dans le sol

## 1. Introduction et définition du problème

L'injection de résine expansive dans le sol peut provoquer la formation de fractures qui créent un élargissement considérable du rayon d'influence du traitement effectué, comparativement au rayon prévu selon la théorie d'expansion des cavités.

Pour cette raison, les paragraphes suivants illustrent quelques-uns des aspects les plus importants liés à la mécanique des fractures appliquée aux sols. En particulier, il convient de souligner que cette théorie permet de définir les conditions nécessaires à la formation de fractures dans le sol, en condition drainée et non drainée, après l'injection d'un fluide sous pression.

Le problème lié à la propagation des fractures dans le sol est sans aucun doute bien plus complexe, et les seules analyses formulées à son sujet sont des analyses qualitatives dérivées d'études expérimentales sur site et en laboratoire.

## 2. Fracturation du sol en condition non drainée

La formation de fractures dans un sol dépend essentiellement de sa résistance à la traction ($\sigma_t$).

Dans les matériaux naturels, il est raisonnable de supposer que celle-ci a des valeurs très petites ou proches de 0 kPa, sauf en présence de processus de cimentation du squelette solide du sol.

Plus précisément, il peut être observé que le sol se fracture lorsque la contrainte principale mineure efficace ($\sigma'_3$) est égale à la valeur de la résistance à la traction propre au matériau étudié :

*Matériau non cimenté* $\sigma'_3 = 0$ [B.1]

*Matériau cimenté* $\sigma'_3 = -\sigma'_t$ [B.2]

Il convient de souligner que les corrélations présentées font référence aux conventions de signes propres à la géotechnique classique, de sorte que les sollicitations qui induisent une compression de l'élément de sol examiné sont considérées comme un signe positif. En outre, dans [B.2], la résistance à la traction ($\sigma'_t$) est supposée avoir un signe positif.

Dans un milieu saturé et dans le cas général d'un sol cimenté, l'application d'une force de traction dans la direction dans laquelle agit la contrainte principale mineure détermine l'apparition d'un mécanisme de rupture par cisaillement dans des conditions non drai-

nées et la fracturation se produit au moment où [B.2] est satisfaite, laquelle peut être réécrite sous la forme :

$$\sigma_3 = u_0 + \Delta u - \sigma'_t \qquad [B.3]$$

où :

- $\sigma_3$ = contrainte principale totale mineure ;
- $u_0$ = pression interstitielle initiale dans des conditions hydrostatiques ;
- $\Delta_u$ = surpression interstitielle générée lors du mécanisme de rupture par cisaillement qui conduit à la rupture du sol.

Les surpressions interstitielles peuvent être estimées au moyen de la relation proposée par Skempton (1954) :

$$\Delta u = B \cdot \left[ \Delta\sigma_3 + A \cdot \left( \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 \right) \right] \qquad [B.4]$$

dans laquelle :

- $\Delta\sigma_1$ = variation de la contrainte principale totale majeure ;
- $\Delta\sigma_3$ = variation de la contrainte principale totale mineure ;
- $A$, $B$ = paramètres de Skempton.

Dans le cas d'un sol saturé ($B$ = 1), en substituant la [B.4] à la [B.3] on obtient :

$$\sigma_3 = u_0 + \left[ \Delta\sigma_3 + A \cdot \left( \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 \right) \right] - \sigma'_t \qquad [B.5]$$

La [B.5] peut être exprimée comme suit :

$$\Delta\sigma_3 = -\frac{1}{A} \cdot \left( \sigma'_{3i} + \sigma'_t \right) + \Delta\sigma_1 \qquad [B.6]$$

avec :

- $\sigma'_{3i}$ = contrainte principale efficace mineure avant l'application de la force de traction :

$$\sigma'_{3i} = \sigma_3 - \Delta\sigma_3 - u_0 \qquad [B.7]$$

Dans un sol cohésif (par ex., argile), l'injection de résines expansives Uretek peut provoquer la fracturation du matériau.

Conformément à la théorie de l'expansion des cavités (annexe A), dans l'hypothèse où l'on schématise le comportement du sol avec une loi de comportement de type linéaire élastique-plastique parfait, il peut être démontré que, dans des conditions purement élastiques, l'augmentation de la pression agissant à l'intérieur de la cavité détermine à la fois une augmentation de la contrainte radiale totale ($\Delta\sigma_r$) et une diminution de la contrainte tangentielle totale ($\Delta\sigma_\theta$) (**figure B.1(a)**).

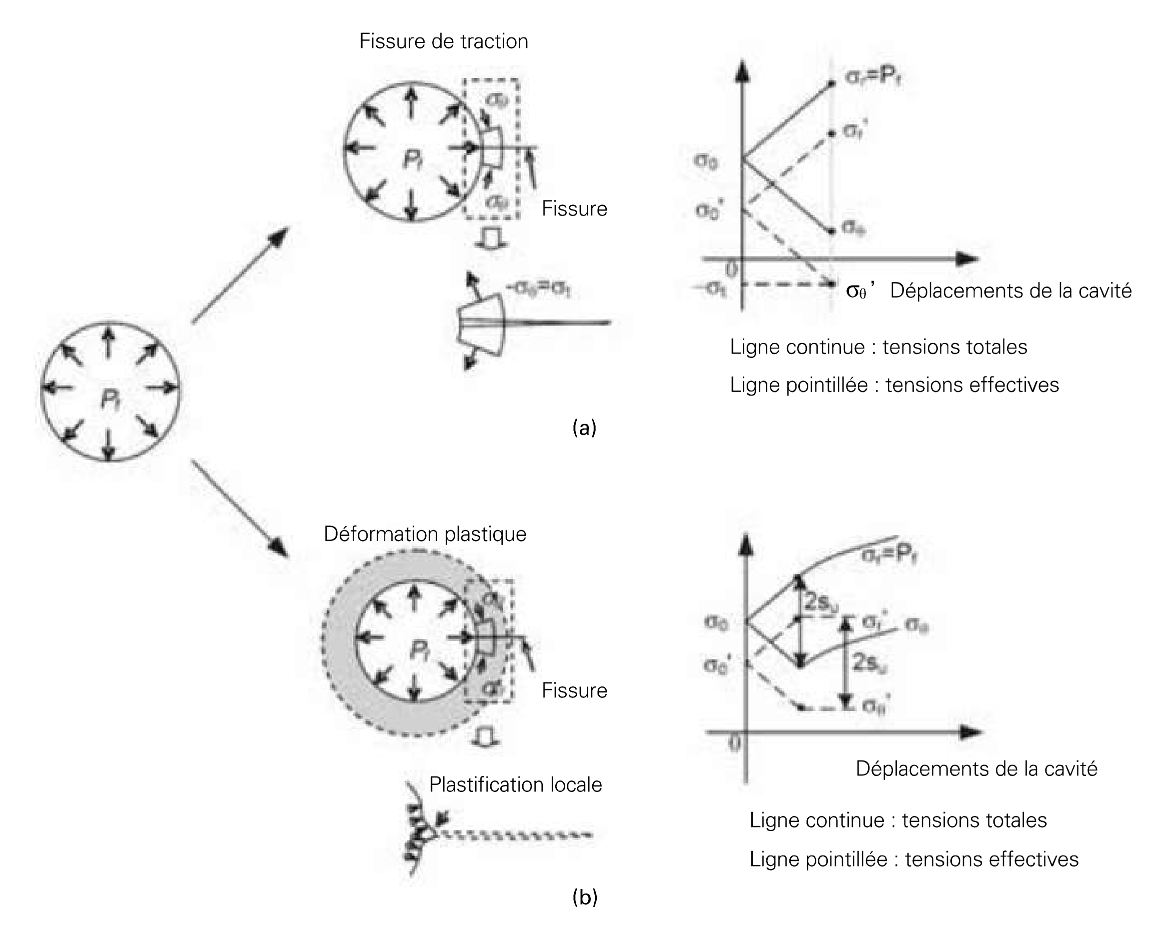



**Figure B.1 Fracturation du sol déterminée par l'injection d'un fluide sous pression dans une cavité: (a) rupture en traction dans des conditions non drainées et (b) rupture due une résistance au cisaillement dans des conditions non drainées (d'après Mitchell & Soga, 2005).**

Entre ces deux valeurs, la relation suivante est vérifiée:

$$\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta \quad \text{[B.8]}$$

en posant:

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_1 \quad \text{[B.9]}$$

et

$$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_3 \quad \text{[B.10]}$$

dans des conditions de déformations planes (déformations nulles dans la direction verticale) ($A \cong 0{,}5$), la [B.6] peut être réécrite comme suit:

$$\Delta\sigma_r = \sigma'_{3i} + \sigma'_t \quad \text{[B.11]}$$

Puisque $\Delta\sigma_r$ peut également être exprimée sous la forme:

$$\Delta\sigma_r = P_f - \sigma_{3i} \quad \text{[B.12]}$$

où:

- $\sigma_{3i}$ = contrainte principale totale mineure avant l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité (égale à $P_0$ qui figure dans la théorie de l'expansion des cavités, annexe A);
- $P_f$ = pression à l'intérieur de la cavité qui induit la fracturation du sol.

En substituant la [B.12] dans la [B.11], on obtient :

$$P_f = 2 \cdot \sigma_{3i} - u_0 + \sigma'_t \quad [B.13]$$

Au moyen de la [B.13], il est possible d'estimer la pression à l'intérieur de la cavité qui provoque la fracturation du sol dans des conditions de déformations purement élastiques.

Il est important de souligner que [B.13] a été dérivée en supposant une expansion uniforme de la cavité au fur et à mesure de l'augmentation de la pression agissant sur les parois de cette cavité (théorie d'expansion des cavités), ainsi qu'une loi de comportement du sol de type linéaire élastique. En réalité, les déformations de la cavité ne sont pas uniformes et la fracturation du sol peut apparaître dans des zones localisées, à une pression inférieure à celle calculée au moyen de [B.13].

En variante de ce qui précède, il peut arriver que l'augmentation de la pression à l'intérieur de la cavité provoque la réalisation des conditions de plastification au niveau des parois de la cavité proprement dite avant que la contrainte tangentielle efficace ne diminue au point d'être égale à la résistance à la traction du matériau (**figure B.1(b)**). Cette condition est vérifiée si :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \cdot c_u \quad [B.14]$$

avec :

- $\sigma_r$ = contrainte radiale totale aux alentours de la cavité ;
- $\sigma_\theta$ = contrainte tangentielle totale aux alentours de la cavité ;
- $c_u$ = résistance au cisaillement en condition non drainée du matériau ;

et :

$$\sigma'_\theta > -\sigma'_t \quad [B.15]$$

En référence à la théorie de l'expansion des cavités (annexe A), il est possible d'affirmer que [B.14] est vérifiée au moment où la pression à l'intérieur de la cavité atteint la valeur de pression d'avant la plastification ($P_1$), qui, dans des conditions non drainées, peut être estimée comme suit :

$$P_1 = \frac{2 \cdot m \cdot c_u}{m+1} + \sigma_{3i} \quad [B.16]$$

avec :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $\sigma_{3i}$ = contrainte principale totale mineure avant l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité (égale à $P_0$ qui figure dans la théorie de l'expansion des cavités, annexe A) ;
- $c_u$ = résistance au cisaillement en condition non drainée du matériau.

Dans le cas où il se produit une augmentation ultérieure de la pression à l'intérieur de la cavité ($P > P_1$), on observe la formation d'une « région de plastification », qui s'étend depuis le rayon de la cavité jusqu'à une distance $b$, en fonction de l'ampleur de $P$ (**figure B.2**).

En dehors de cette région ($r > b$), le matériau continue à avoir un comportement purement élastique.

À l'intérieur de la région de plastification, en revanche, le matériau se trouve dans le domaine plastique. Par conséquent, son état de contraintes-déformations est subordonné au critère de rupture et à la loi d'écoulement plastique qui le caractérisent.

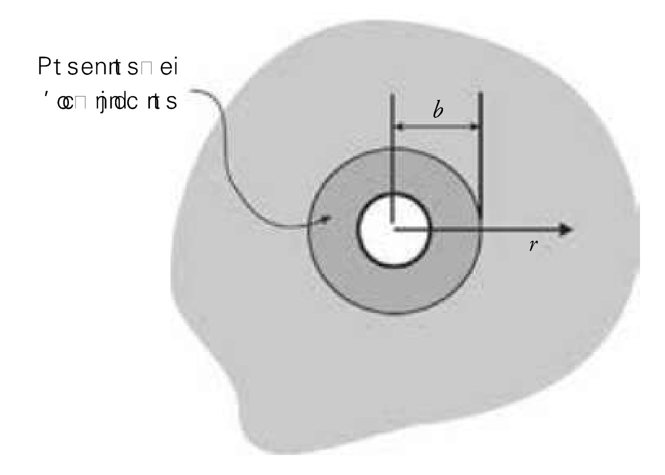



Figure B.2 Conditions de plastification aux alentours de la cavité dues à l'augmentation de *P*.

Dans la région de plastification, il est possible d'avoir, localement, une concentration des déformations de cisaillement et que, par conséquent, des microfissures apparaissent dans le matériau. Dans ces conditions, il est raisonnable de supposer que les injections de résine Uretek provoquent l'ouverture de microfractures et favorisent leur propagation dans le sol traité.

À la lumière de ce qui précède, il est possible de conclure que [B.13] permet d'estimer la pression à l'intérieur de la cavité qui induit la fracturation du sol dans des conditions de déformations purement élastiques, tandis que, dans des conditions de plastification du matériau, il faudra se référer à [B.16].

Il est important de souligner que l'expansion de la région de plastification avant la fracturation du sol ou l'augmentation de la résistance au cisaillement, en condition non drainée du matériau, due à l'augmentation de la pression de confinement, impliquent une augmentation de la pression de fracturation ($P_f$) par rapport à celle calculée au moyen de [B.16]. Ainsi, plusieurs auteurs (Jaworski *et al.*, 1981 ; Yanagisawa & Panah, 1989) ont proposé une série de corrélations empiriques en alternative à [B.16] pour calculer $P_f$, qui peuvent se résumer au moyen de l'équation suivante :

$$P_f = m \cdot \sigma_{3i} + n \qquad \text{[B.17]}$$

dans laquelle :

- $\sigma_{3i}$ = contrainte principale totale mineure avant l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité (égale à $P_0$ qui figure dans la théorie de l'expansion des cavités, annexe A) ;
- $m$, $n$ = constantes multiplicatives propres au sol traité.

En ce qui concerne la plage de variations des valeurs de m, Jaworski *et al.* (1981) ont rapporté des valeurs comprises entre 1,5 et 1,8, tandis que pour Panah & Yanagisawa (1989), $m$ = 1,05 ÷ 1,085 m.

La **figure B.3** présente les valeurs de $P_f$ obtenues pour divers types de sols en fonction de la pression de confinement initiale ($\sigma_{3i}$).

D'après le graphique, il ressort clairement que la corrélation qui lie les deux grandeurs pour les différents types de matériaux est toujours comprise entre [B.13] et [B.16], qui peuvent, par conséquent, être considérées comme une limite supérieure et une limite inférieure à utiliser pour le calcul de $P_f$

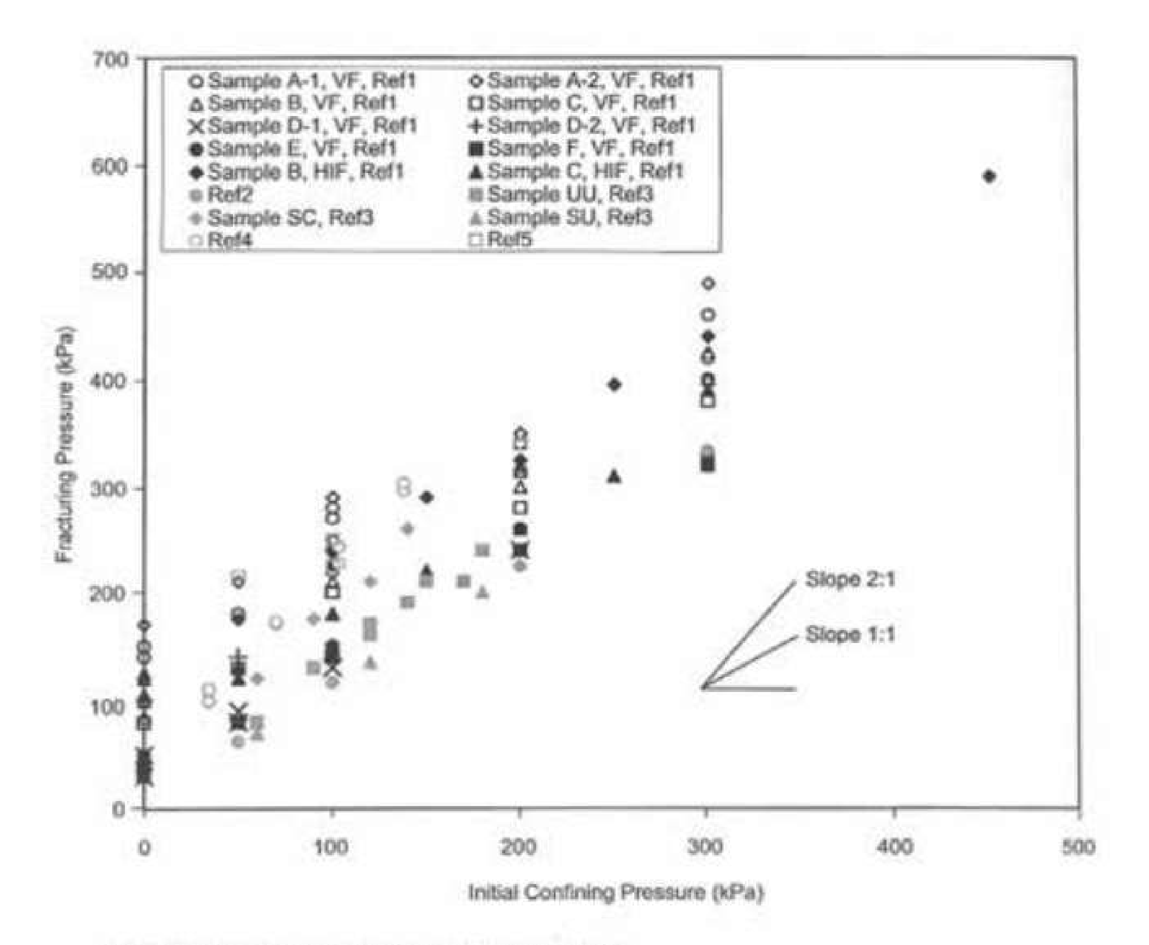



Figure B.3 Pression de fracturation ($P_f$) en fonction de la pression initiale de confinement pour différents types de sols (d'après Mitchell & Soga, 2005).

## 3. Fracturation du sol en condition drainée

En condition drainée, de façon similaire à ce qui a été indiqué dans le chapitre précédent, il peut être observé que le sol se fracture au moment où la contrainte principale efficace mineure ($\sigma'_3$) est égale à la valeur de la résistance à la traction propre au matériau étudié ([B.1] et [B.2]).

Conformément à la théorie de l'expansion des cavités (annexe A), dans l'hypothèse où l'on schématise le comportement du sol avec une loi de comportement de type linéaire

élastique parfaitement plastique, il peut être démontré que, dans des conditions purement élastiques, l'augmentation de la pression agissant à l'intérieur de la cavité détermine l'apparition d'une tension radiale et d'une tension tangentielle dans le matériau environnant, qui coïncident respectivement avec la tension principale majeure et mineure et peuvent être calculées comme suit :

$$\sigma'_r = (P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P'_0 \quad \text{[B.18]}$$

$$\sigma'_\theta = -(P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P'_0 \quad \text{[B.19]}$$

où :

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $P'_0$ = état de contraintes efficace isotrope du sol autour de la cavité avant l'expansion :

$$P'_0 = \sigma'_r = \sigma'_\theta = \sigma'_z = \frac{\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{h0}}{3} \quad \text{[B.20]}$$

dans laquelle :

  - $\sigma'_{v0}$ = contrainte géostatique verticale efficace ;
  - $\sigma'_{h0}$ = contrainte géostatique horizontale efficace.
  - $P_0$ = état de contraintes total isotrope du sol autour de la cavité avant l'expansion :

$$P_0 = P'_0 + u_0 \quad \text{[B.21]}$$

avec :

  - $u_0$ = pressions interstitielles initiales dans des conditions hydrostatiques ;
  - $P$ = pression à l'intérieur de la cavité qui détermine l'expansion de celle-ci. En condition drainée, dans l'hypothèse où le temps nécessaire à la consolidation du sol entourant la cavité est négligeable par rapport à celui nécessaire à l'application des charges, toute la différence de pression $P - P_0$ agit sur le squelette solide du sol, sans provoquer de surpressions interstitielles. Si ces hypothèses ne sont pas satisfaites, il est nécessaire de se référer à l'analyse dans des conditions non drainées ;
  - $a_0$ = rayon initial de la cavité ;
  - $r$ = distance générique dans la direction radiale par rapport à la cavité.

Au niveau des parois de la cavité ($r = a_0$), en substituant [B.19] à la condition [B.2], on obtient :

$$P_f = 2 \cdot P_0 - u_0 + \sigma'_t \quad \text{[B.22]}$$

avec :

- $P_f$ = pression qui détermine la pression de fracturation du sol entourant la cavité dans des conditions purement élastiques ;
- $\sigma'_t$ = résistance à la traction du matériau.

Même dans des conditions drainées, le sol entourant la cavité peut atteindre les conditions de plastification avant de subir la fracturation dans le domaine purement élastique.

En référence à la théorie de l'expansion des cavités appliquée à un matériau cohésif et frottant (annexe A), il est possible de calculer la pression en mesure de provoquer la plastification du matériau à proximité des parois de la cavité au moyen de la relation :

$$P_1 = \frac{m \cdot \left[ Y + (N-1) \cdot P_0' \right]}{m+N} + P_0 \quad \text{[B.23]}$$

où :

$$N = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad \text{[B.24]}$$

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos\phi}{1-\sin\phi} \quad \text{[B.25]}$$

dans laquelle :

– φ = angle de résistance au cisaillement du sol,

– $c'$ = cohésion effective du sol ;

- $m$ = valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- $P_0$ = voir [B.21].

En conclusion, à l'instar de ce qui est rapporté dans l'annexe B, il est possible d'affirmer que [B.22] et [B.23] permettent de définir la plage de variations de la pression agissant sur les parois de la cavité en expansion, pouvant provoquer la fracturation du sol entourant le point d'injection, dans des conditions drainées.



# Bibliographie

Ambraseys, N.N. (1988). « Engineering seismology ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 17, 1-105.

ASTM6066-96 (2004). *Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential*. ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.

Bezuijen, A., Te Grotenhuis, R., Van Tol, A.F., Bosch, J.W., & Haasnoot, J.K. (2011). « Analytical model for fracture grouting in sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137, n° 6, 611-620.

Bishop, R.F., Hill, R. & Mott, N.F., (1945). *Theory of identation and hardness tests*, Proc. Phys. Soc., 57, 147.

Buzzi, O., Fityus, S., & Sloan, S. (2010). « Use of expanding polyurethane resin to remediate expansive soil foundations ». *Canadian Geotechnical Journal*, 47, 623-634.

Buzzi, O., Fityus, S., Sasaki, Y., & Sloan, S. (2008). « Structure and properties of expanding polyurethane foam in the context of foundation remediation in expansive soil ». *Mechanics of Materials*, 40, 1 012-1 021.

Canteri, C. (1998). « Method for increasing the bearing capacity of foundation soils for buildings ». European Patent Specification, EP 0 851 064 B1.

Carter, J.P., Booker, J.R., & Yeung, S.K. (1986). « Cavity expansion in cohesive frictional soils ». *Géotechnique*, 36, n° 3, 349-358.

Chadwick, P. (1959). *The quasi-static expansion of a spherical cavity in metals and ideal soils*. Q. J. Mech. App. Math. Partie 1, 12, 52-71.

Davis, R.O., & Selvadurai, A.P.S. (2002). *Geomechanics and plasticity*. Cambridge, Cambridge University Press.

Dei Svaldi, A., Favaretti, M., Pasquetto, A., & Vinco, G. (2005). « Modellazione analitica del miglioramento del terreno attraverso iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione ». 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portugal, 18-19 juillet 2005.

EN 1998-1 de sept. 2005 – *EUROCODE 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*.

EN 1998-5 de sept. 2005 – *EUROCODE 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*.

Fang, H.-Y. (1994). « Cracking and fracture behavior of soil ». *In* Vallejo, L.E., & Liang, R.Y. (éd.), *Fracture mechanics applied to geotechnical engineering*, American Society of Civil Engineers, New York.

Favaretti, M., Germanino, G., Pasquetto, A., & Vinco, G. (2004). « Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione ». Actes du XXII[e] Congrès national de géotechnique, Palerme, Italie, 22-24 septembre 2004. Associazione Geotecnica Italiana, Rome, 1-19.

Foti, S., & Manassero, M. (2009). « Rinforzo e adeguamento delle fondazioni per sollecitazioni statiche e dinamiche ». Actes de la Conférence de géotechnique de Turin, XXII[e] cycle, Turin, Italie, 18-19 novembre 2009.

Gabassi, M. (2011). Communication personnelle.

Gabassi, M., Pasquetto A., Vinco, G., & Masella, A. (2011). « Consolidamento del terreno di fondazione del palazzo di Punta della Dogana in Venezia realizzato con iniezioni di resina poliuretanica ». Actes du XXIV[e] Congrès national de géotechnique, Naples, Italie, 22-24 juin 2011. Edizioni AGI, Rome, 457-463.

Griffith, A.A. (1920). *Philosophical Transactions*, série A, vol. 221, 163-198.

Harris, D.I., Mair, R.J., Love, J.P., Taylor, R.N., & Henderson, T.O. (1994). « Observations of ground and structure movements for compensation grouting during tunnel construction at Waterloo Station ». *Géotechnique*, vol. 44, n° 4, 691-713.

Harris, D.I., Menkiti, C.O., Pooley, A.J., & Stephenson, J.A. (1996). « Construction of low-level tunnels below Waterloo Station with compensation grouting for the Jubilee Line Extension ». *In* Mair & Taylor (éd.), *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Rotterdam, Balkema.

Harris, D. (2001). « Protective measures ». In *Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London*, vol. 1 « Projects and Methods ». Londres, Thomas Telford, 135-176.

Harris, D. (2001). « The Big Ben Clock Tower and the Palace of Westminster ». In *Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London*, vol. 2 « Case studies ». Londres, Thomas Telford, 453-508.

Irwin, G.R. (1948). *Fracturing of metals*. Cleveland, American Society for Metals.

Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*, 97-125. Oxford University Press, Londres.

Ishihara, K. (1993). « Liquefaction and flow failure during earthquakes ». *Géotechnique*, 43, n° 3, 351-415.

Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., & Sato, H. (1982). « Microzonation for soil liquefaction using simplified methods ». Proceedings 3[rd] Int. Conf. on Microzonation, Seattle, 885-896.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., & Yasuda, S. (1978). « A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan ». Proceedings 2[nd] Int. Conf. on Microzonation, San Francisco, 885-896.

Jaworski, G.W., Duncan, J.M., & Seed, H.B. (1981). « Laboratory study of hydraulic fracturing ». *Journal of ASCE Geotechnical Engineering Division*, vol. 107, n° GT6, 713-732.

Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. New York, Prentice Hall, « International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics ».

Lai, C.G., Foti, S., & Rota, M. (2009). *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*. Pavie, IUSS Press.

Lancellotta, R. (2004). *Geotecnica* (3e éd.). Bologne, Zanichelli.

Mair, R.J. (2008). « Tunnelling and geotechnics : new horizons. 46th Rankine Lecture ». *Géotechnique*, 58, n° 9, 695-736.

Mair, R.J., & Taylor, R.N. (1997). « Bored tunnelling in the urban environment. State of the art, Report and Theme Lecture ». Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, vol. 4, 2353-2385.

Mair, R.J., Harris, D.I., Love, J.P., Blakey, D., & Kettle, C. (1994). « Compensation grouting to limit settlements during tunnelling at Waterloo Station ». Actes de la Conférence des tunnels 94, Londres, Institut des mines et de la métallurgie, Chapman and Hall, 279-300.

Mair, R.J., Viggiani, G., & Menkiti, C.O. (2009). « Reduction and control of surface settlement induced by shallow and deep excavations ». Actes de la Conférence de géotechnique de Turin, XVIIe cycle, Turin, Italie, 18-19 novembre 2009.

Mitchell, J.K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. Hoboken (New Jersey), Wiley.

Manassero, M. (1989). « Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands ». *Géotechnique*, 39, n° 2, 293-307.

Ménard, L. (1957). *Mesure in situ des propriétés physiques des sols*. Annales des Ponts et Chaussées, n° 14, 357-377.

NTC 08 (2008). « Norme tecniche per le costruzioni ». Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, Supplemento ordinario alla G.U. n° 29 del 4 febbraio 2008.

Panah, A.K., & Yanagisawa, E. (1989). « Laboratory studies on hydraulic fracturing criteria in soil ». *Soils and Foundations*, vol. 129, n° 4, 14-22.

Pasquetto, A., Gabassi, M., Vinco, G., & Guerra, C. (2008). « Consolidamento del terreno mediante l'iniezione di resine poliuretaniche per l'attenuazione del rigonfiamento e del ritiro di terreni argillosi ». Actes du symposium international « Sécheresse et constructions », Paris, France, 1-7 septembre 2008.

Pigorini, A., Iannotta, F., Mair, R.J.M., Harris, D.I., Menkiti, C.O., & Leoni, F. (2009). « The application of compensation grouting to protect a railway viaduct from tunnelling induced movements ». ITA–AITES World Tunnel Congress, Budapest, Hongrie, 23-28 mai 2009.

Seed, H.B., & Idriss, I.M. (1971). « Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential ». *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 97, n° SM9, 1249-1273.

Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., & Banerjee, N.G. (1975). « Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses ». Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Skempton, A.W. (1986), « Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation ». *Géotechnique*, n° 3, 425-447.

Skempton, A.W., & Bishop, A.W. (1954). « Soils ». *In* M. Reniner (éd.), *Building Materials. Their Elasticity and Inelasticity*, Amsterdam, North Holland, 417-482.

Sneddon, I.N., & Lowengrub, M. (1969). *Crack problems in the classical theory of elasticity*. New York, Wiley.

Vésic A. S. (1972). « Expansion of cavities in infinite soil mass ». *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc.Civ. Engrs*, vol. 98, n° SM3, 265-290.

Vinson, T.S., & Mitchell, J.K. (1972). « Polyurethane foamed plastics in soil grouting ». *Journal of the Soil Mechanics of the American Society of Civil Engineers*, vol. de juin, n° SM6, 579-602.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, A., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., & Stokoe, K.H. (2001). « Liquefaction Resistancec of Soils. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils ». *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, octobre 2001, 817-833.

Yu, H. S., & Houlsby, G. T. (1991). « Finite cavity expansion in dilatant soils : loading analysis ». *Géotechnique*, 41, n° 2, 173-183.

## Collection « Eurocode » Eyrolles/Afnor

Jean-Marie Paillé, *Calcul des structures en béton*, 2e éd., 2013, 744 p.

Jean-Louis Granju, *Introduction au béton armé. Théorie et applications courantes selon l'Eurocode 2*, 2e éd., 2014, 288 p.

Jean Roux, *Pratique de l'Eurocode 2*, 2009, 626 p.

– *Maîtrise de l'Eurocode 2*, 2009, 338 p.

Collectif APK/Jean-Pierre Muzeau, *La construction métallique avec les Eurocodes. Interprétation, exemples de calcul*, 476 p.

– *Manuel de construction métallique. Extraits des Eurocodes 0, 1 et 3*, 2e éd., 2013, 256 p.

Yves Benoit, *Construction bois : l'Eurocode 5 par l'exemple. Le dimensionnement des barres et des assemblages en 30 applications*, 2014, 296 p.

– *Résistance au feu des constructions bois. Barres en situation d'incendie et assemblages selon l'Eurocode 5*, 2015, 192 p. en couleurs

Yves Benoit, Bernard Legrand et Vincent Tastet, *Dimensionner les barres et les assemblages en bois. Guide d'application de l'EC5 à l'usage des artisans*, 2012, 256 p.

– *Calcul des structures en bois. Guide d'application des Eurocodes 5 et 8*, 3e éd., 2014, 496 p.

Marcel Hurez, Nicolas Juraszek, Marc Pelcé, *Dimensionner les ouvrages en maçonnerie. Guide d'application de l'Eurocode 6*, 2e éd., 2014, 336 p.

Victor Davidovici, Dominique Corvez, Alain Capra, Shahrokh Ghavamian, Véronique Le Corvec et Claude Saintjean, *Pratique du calcul sismique*, 2e éd., 2015, 244 p.

Claude Saintjean, *Introduction aux règles de construction parasismique. Applications courantes de l'Eurocode 8 à la conception parasismique*, 2014, 352 p.

Wolfgang & Alan Jalil, *Conception et analyse sismiques du bâtiment. Guide d'application de l'Eurocode 8 à partir des règles PS 92/2004*, 2014, 368 p.

Xavier Lauzin, *Le calcul des réservoirs en zone sismique*, 2013, 100 p.

Alain Capra, Aurélien Godreau, *Ouvrages d'art en zone sismique*, 2e éd., 2015, 128 p.

Victor Davidovici, Serge Lambert, *Fondations et procédés d'amélioration du sol. Guide d'application de l'Eurocode 8*, 2013, 160 p.